



## 저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位請求論文

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의  
동수역학적인 평가방법에 관한 연구

**The Study on the Hydrodynamic Evaluation Method  
of Tsunami Force acting on Onshore Structures**



韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

朴 甫 倍

본 논문을 박보배의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사 배 기 성 (印)

위 원 공학박사 김 태 형 (印)

위 원 공학박사 김 도 삼 (印)



2012年 2月

한국해양대학교 대학원  
토목환경공학과  
박 보 배

# **The Study on The Hydrodynamic Evaluation Method for Tsunami Force Acting on Onshore Structures**

by  
**Bo Bae Park**

**Department of Civil and Environmental Engineering  
Graduate School  
Korea Maritime University**

## **ABSTRACT**

In this study, tsunami force which has been the center of global interest recently was discussed. Typical examples of the tsunami are found in Indian Ocean tsunami occurred in December 26<sup>th</sup>, 2004, tsunami caused by an earthquake in Chile in February 27<sup>th</sup>, 2010 and tsunami resulting from Great East Japan Earthquake in March 11<sup>th</sup>, 2011, which caused tremendous casualties and loss of social overhead capital through destruction of structures, topographic variations and soil erosion due to great wave force acting on the coastal structures. Accordingly, to reduce damages caused by the tsunami, a research on the characteristics of tsunami force and its control methods is required. In addition, to minimize damages to the coastal structures caused by tsunami, it is necessary to predict the tsunami force acting on the coastal structures accurately.

First, tsunami force acting on onshore structures such as onshore oil storage tanks, houses and bridges was reviewed by means of TWOPM-3D method based on Navier-Stokes equation and VOF method which can track free surface. In case of onshore oil tanks and houses, review on the characteristics of tsunami force according to its wave height and changes in clearance between structures and shoreline were carried out, and for bridges, the characteristics of vertical and horizontal wave force according to changes in tsunami wave height were surveyed. In particular, to estimate tsunami force acting on the onshore structures, estimation method with higher degree was suggested through numerical analysis results and comparison with design criteria by applying estimation method considering drag and inertial force simultaneously and estimation method taking only drag force into consideration based on Morison equation. From this, it was confirmed that the higher the tsunami wave height and the smaller the clearance between structures and shoreline, the higher the tsunami force, and in estimating tsunami force, the estimation method considering drag and inertial force simultaneously is analysis method with high precision.

Next, stability on the effects of an earthquake and tsunami acting on coastal berth in case of a wave overtopping was reviewed through application of limit equilibrium analysis method. In an analysis of tsunami force, TWOPM-3D method was applied, and in particular, the wave force acting on behind the quay after a tsunami wave overtopping was estimated by considering soil permeability which has porosity of 0.4 in the back filler of the quay. In addition, the characteristics of changes in safety rate on the activities and overturn were reviewed by changing factors which have a huge effect on the stability of coastal berth such as pore water pressure ratio, wall friction angle, internal friction angle, vertical and horizontal seismic acceleration coefficients, water level of back filler and tsunami wave height. From this, it was confirmed that in case of tsunami wave overtopping on the quay wall due to an earthquake and tsunami force, safety rate on the passive situation serves as a factor to increase the safety rate, but it serves as a factor to decrease the safety rate towards the leading situations.



# 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 동수역학적인 평가방법에 관한 연구

朴 甫 倍

韓國海洋大學校 大學院  
土木環境工學科

## 요 약

본 연구에서는 최근 전 세계적으로 관심이 높아지고 있는 지진해일파력에 대하여 논의하였다. 지진해일에 대한 대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 인도양지진해일, 2010년 2월 27일 발생한 칠레지진에 의한 지진해일 및 2011년 3월 11일 발생한 동일본대지진에 의한 지진해일 등이 있으며, 이러한 지진해일은 연안으로 내습시 엄청난 인명피해는 물론이고, 연안구조물에 큰 파력을 작용시켜 구조물을 파괴시키거나 지형변동과 지반침식을 발생시켜 막대한 사회간접자본의 손실을 초래하는 경우도 있다. 따라서, 지진해일에 의한 피해를 저감하기 위하여 지진해일파의 특성을 파악하고, 그에 따른 제어방법에 관한 연구가 수반되어야 할 것이다. 또한, 지진해일파에 의한 연안구조물의 피해를 최소화하기 위하여 연안구조물에 작용하는 지진해일파력을 정확히 예측하여야 할 것이다.

먼저, 육상저유탱크, 가옥 및 교량과 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 Navier-Stokes방정식에 기초한 TWOPM-3D법과 자유수면을 효과적으로 추적할 수 있는 VOF법을 병용하여 검토하였다. 육상저유탱크와 가옥에 대해서는 지진해일파고 및 구조물과 호안 사이의 이격거리변화에 따른 지진해일파력의 특성을 검토하고, 교량에 대해서는 지진해일파고의 변화에 따른 연직·수평파력의 특성을 조사하였다. 특히, 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 추정하기 위하여 Morison 식을 바탕으로 항력만을 고려한 추정법과 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법을 각각 적용하여 수치해석결과 및 설계기준과의 비교를 통하여 보다 정도 높은 지진해일파력의 추정법을 제안하였다. 이로부터 육상구조물에 작용하는 지진해일파력은 지진해일파고가 높을수록, 호안과 구조물 사이의 이격거리가 작을수록 높게

나타나는 경향을 확인하였으며, 지진해일파력추정에 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 고정도 해석법이라는 것을 확인할 수 있었다.

다음으로, 월파시 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 안정성을 검토하였다. 지진해일파력의 해석에 TWOPM-3D법을 적용하였으며, 특히 안벽의 뒷채움재에 0.4의 공극률을 갖는 투과성지반을 고려하여 지진해일파가 월파한 후에 안벽배후에 작용하는 파력을 측정하였다. 그리고, 수동적인 상황과 주동적인 상황에 대하여 해안안벽의 안정성에 영향을 주는 요인인 지진해일파고, 뒷채움재의 수위, 수평·수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변화하여 활동과 전도에 대한 안전율변화 특성을 검토하였다. 이로부터 지진과 지진해일파의 작용하에 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우 수동적인 상황에 대한 안전율은 결과적으로 안전율을 증가시키는 요인으로 작용하는 반면, 주동적인 상황에 대하여 결과적으로 안전율을 감소시키는 요인으로 작용함을 확인할 수 있었다.



# 목 차

<b>ABSTRACT</b> .....	i
<b>요약</b> .....	iii
<b>목차</b> .....	7
<b>LIST OF TABLES</b> .....	ix
<b>LIST OF PHOTOS</b> .....	x
<b>LIST OF FIGURES</b> .....	xi

## 제 1장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적 .....	1
1.2 연구의 구성 .....	2
< 참고문헌 > .....	4

## 제 2장 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정

2.1 서언 .....	5
2.2 지진해일파력의 직접적인 산정을 위한 수치해석이론 .....	8
2.2.1 기초방정식.....	8
2.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석.....	10
2.2.3 각 상에서 경계면의 추적.....	10
2.2.4 SMAC법에 의한 이산화.....	11
2.2.5 고립파의 수치조파.....	12
2.3 Morison 식에 의한 간접적인 지진해일파력의 평가를 위한 이론.....	14
2.3.1 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정법 .....	14
2.3.2 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정법 .....	15
2.4 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 평가.....	15
2.4.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력.....	16



2.4.2 지진해일파력의 추정 .....	18
(1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정 .....	19
(2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정 .....	20
<b>2.5 육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가.....</b>	<b>24</b>
2.5.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력.....	25
2.5.2 지진해일파력의 추정 .....	26
(1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정 .....	27
(2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정 .....	29
<b>2.6 교량에 작용하는 지진해일파력의 평가.....</b>	<b>32</b>
2.6.1 수치해석에 의한 지진해일파력.....	33
2.6.2 지진해일파력의 추정 .....	34
(1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정 .....	35
(2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정 .....	36
<b>2.7 결론 .....</b>	<b>38</b>
2.7.1 육상저유탱크 .....	38
2.7.2 육상가옥 .....	39
2.7.3 연안교량 .....	40
<b>&lt; 참고문헌 &gt; .....</b>	<b>41</b>

### 제 3장 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성평가

3.1 서언 .....	44
3.2 수치해석의 이론 .....	46
3.2.1 기초방정식 .....	46
3.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석 .....	48
3.2.3 각 상에서 경계면의 추적 .....	48
3.2.4 SMAC법에 의한 이산화 .....	49
3.2.5 고립파의 수치조파 .....	50
3.3 해안안벽의 안정성해석을 위한 이론적 배경 .....	52

3.3.1 지진해일파력 .....	53
3.3.2 지진에 의한 토압 .....	54
3.3.3 안벽의 지진관성력 .....	55
3.3.4 동수압 .....	55
3.4.5 정수압 .....	56
<b>3.4 안정성평가방법 .....</b>	<b>56</b>
3.4.1 수동적인 상황 .....	56
(1) 활동.....	57
(2) 전도.....	57
3.4.2 주동적인 상황.....	57
(1) 활동.....	58
(2) 전도.....	58
<b>3.5 지진 및 지진해일 작용하의 안정성평가결과 .....</b>	<b>58</b>
3.5.1 지진해일파력에 대한 수치해석결과.....	58
3.5.2 수동적인 상황에 대한 안정성평가결과 .....	60
(1) 지진해일파고의 영향.....	60
(2) 뒷채움재의 지하수위의 영향.....	61
(3) 수직지진가속도계수의 영향.....	61
(4) 수평지진가속도계수의 영향.....	62
(5) 흙의 내부마찰각의 영향.....	62
(6) 벽마찰각의 영향.....	63
(7) 간극수압비의 영향 .....	63
3.5.3 주동적인 상황에 대한 안정성평가결과 .....	64
(1) 지진해일파고의 영향.....	64
(2) 뒷채움재의 지하수위의 영향.....	64
(3) 수직지진가속도계수의 영향.....	65
(4) 수평지진가속도계수의 영향.....	65
(5) 흙의 내부마찰각의 영향.....	66
(6) 벽마찰각의 영향 .....	66
(7) 간극수압비의 영향 .....	67

<b>3.6 지진해일 작용하의 안정성평가결과</b>	67
3.6.1 수동적인 상황에 대한 안정성평가결과	68
(1) 지진해일파고의 영향	68
(2) 뒷채움재의 지하수위의 영향	69
(3) 흙의 내부마찰각의 영향	69
(4) 벽마찰각의 영향	70
3.6.2 주동적인 상황에 대한 안정성평가결과	70
(1) 지진해일파고의 영향	70
(2) 뒷채움재의 지하수위의 영향	71
(3) 흙의 내부마찰각의 영향	72
(4) 벽마찰각의 영향	72
<b>3.5 결론</b>	73

< 참고문헌 >	75
----------	----

## 제 4장 결론

<b>4.1 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정</b>	78
4.1.1 육상저유탱크	78
4.1.2육상가옥	79
4.1.3 연안교량	80
<b>4.2 지진 및 지진해일파 작용하에 해안안벽의 안정성평가</b>	80

## LIST OF TABLES

Table 2.1. Estimated drag coefficients( $C_{D1}$ ).....	19
Table 2.2. Estimated drag and inertia coefficients.....	21
Table 2.3. Average estimated drag coefficients( $C_{D1}$ ).....	28
Table 2.4. Estimated drag and inertia coefficients.....	29
Table 2.5. Estimated drag and inertia coefficients.....	37
Table. 3.1 Value and Range of different parameters chosen for the this study.....	54



# LIST OF PHOTOS

Photo. 1.1 The tsunami approached the nearshore of Japan in 2011 .....	1
Photo. 2.1. Onshore houses damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake .....	5
Photo. 2.2. Oil storage tanks damaged by Indian Ocean tsunami .....	6
Photo. 2.3. Bridges damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake .....	6
Photo. 3.1. Photo of quay wall damaged by tsunami .....	45



# LIST OF FIGURES

Fig. 2.1. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on onshore oil storage tank .....	16
Fig. 2.2. Maximum tsunami forces .....	16
Fig. 2.3. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 1 .....	17
Fig. 2.4. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the onshore oil storage tank .....	18
Fig. 2.5. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones .....	19
Fig. 2.6. Time variation of the computed and estimated wave forces in onshore oil storage tank .....	22
Fig. 2.7. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag and inertia forces and the numerical ones .....	22
Fig. 2.8. Comparison of computed and estimated maximum tsunami forces for onshore oil storage tank .....	23
Fig. 2.9. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on onshore house .....	25
Fig. 2.10. Maximum tsunami forces .....	25
Fig. 2.11. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the onshore house .....	26
Fig. 2.12. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones .....	28
Fig. 2.13. Time variation of the computed and estimated wave forces in the onshore house .....	29
Fig. 2.14. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag and inertia forces and the numerical ones .....	30
Fig. 2.15. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the onshore house .....	31
Fig. 2.16. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on the bridge .....	32
Fig. 2.17. Definition sketch of model bridge .....	32
Fig. 2.18. Time variation of the wave force .....	33
Fig. 2.19. Snapshots of simulated fluctuation of tsunami height .....	34
Fig. 2.20. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the Bridge .....	35
Fig. 2.21. Estimated drag coefficients .....	36
Fig. 2.22. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones .....	36

Fig. 2.23. Time variation of the computed and estimated wave forces in the bridge .....	37
Fig. 2.24. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the bridge .....	38
Fig. 3.1. Failure process of quay wall by tsunami .....	45
Fig. 3.2. Free body diagram of the wall subjected to different forces .....	52
Fig. 3.3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model .....	54
Fig. 3.4. Tsunami forces acting on quay wall according to the different tsunami heights .....	59
Fig. 3.5. Time evolution of the computed water level fluctuation .....	59
Fig. 3.6. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values .....	60
Fig. 3.7. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values .....	61
Fig. 3.8. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_v$ values .....	61
Fig. 3.9. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_h$ values .....	62
Fig. 3.10. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values .....	62
Fig. 3.11. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values .....	63
Fig. 3.12. Time series of safety factor of the quay wall for various $r_u$ values .....	63
Fig. 3.13. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values .....	64
Fig. 3.14. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values .....	65
Fig. 3.15. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_v$ values .....	65
Fig. 3.16. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_h$ values .....	66
Fig. 3.17. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values .....	66
Fig. 3.18. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values .....	67
Fig. 3.19. Time series of safety factor of the quay wall for various $r_u$ values .....	67
Fig. 3.20. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values .....	69
Fig. 3.21. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values .....	69
Fig. 3.22. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values .....	70
Fig. 3.23. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values .....	70
Fig. 3.24. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values .....	71
Fig. 3.25. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values .....	71
Fig. 3.26. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values .....	72
Fig. 3.27. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values .....	72

# 1장 서론

## 1.1 연구의 배경 및 목적

지진해일은 수 분에서 수 시간의 주기를 갖는 해양파로 분류되며, 일반적으로 해저지진이나 해저화산활동, 해저지반의 Sliding 등에 의한 지층의 수직운동에 의해 발생한다. 이러한 지진해일은 연안에 가까워짐에 따라 천수, 굴절, 회절 및 쇄파 등에 의해 변형되어 해안저지대를 침수시키거나 해안 및 항만 구조물에 심각한 피해를 준다(김도삼, 2011). 특히, 지진해일에 의한 항만, 도로, 교량 등 사회간접자본의 피해는 사회·경제 활동에 심각한 피해를 가져온다. 대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 규모 9.1의 지진에 의한 인도양지진해일은 약 23만 명의 사상자를 발생시켰을 뿐만 아니라 인도네시아를 비롯한 스리랑카, 인도, 말레이시아 등 주변국가에도 막대한 영향을 미쳤으며, 약 140억 달러가 넘는 사상최대의 재산피해를 발생시킨 지진해일로 알려져 있다. 그리고, 2010년 2월 27일 칠레에서 발생한 규모 8.8의 지진은 1960년 이후 칠레에서 발생한 가장 큰 지진이며, 이 지진에 의해 발생한 지진해일로 인하여 약 700명 이상의 인명피해가 발생한 것으로 보고되고 있다. 또한, 가장 최근의 예로 2011년 3월 11일 일본에서 발생한 규모 9.0의 동일본대지진은 2만 5천여명의 인명피해를 가져왔으며, 10만 채의 가옥의 피해 및 저유탱크 및 원자력발전소의 폭발, 교량, 항공할 것 없이 모든 사회·경제활동에 막대한 피해를 가져왔다. 당시 상황을 Photo. 1.1에 나타내었다.



Photo. 1.1 The tsunami approached the nearshore of Japan in 2011.

또한, 우리나라 역시 최근 1983년 5월 26일 발생한 동해중부지진해일과 1993년 7월 12일 발생한 북해도남서외해지진으로 두 차례 지진해일의 내습이 있었으며, 피해규모를 보면 동해중부지진해일의 경



우 더 큰 것으로 보고되었다(국립방재연구소, 1998). 전술한 두 지진해일은 일본의 근해에서 발생한 지진으로 일본의 연안에 치명적인 피해를 입혔으며, 동시에 우리나라의 동해연안에도 인적·물적피해를 발생시켰다. 또한, 지진이 발생한지 충분한 시간이 경과되었거나 아직 지진이 발생하지 않은 지진공백역은 상당한 잠재에너지를 가지고 있어 향후 지진활동이 발생할 가능성이 높으며, 이에 따른 지진해일의 발생으로 큰 피해가 예상되고 있다(김도삼, 2010).

지금까지 지진해일의 피해상황에서 볼 수 있는 바와 같이 가옥을 포함한 연안시설물과 주변지형에 미치는 지진해일의 동수역학적인 거동을 규명하는 것은 인명피해 및 사회간접자본의 파괴에 대한 대책이라는 관점에서 중요한 문제로 인식되고 있으며, 많은 지진해일 발생현장에서 재해의 원인, 피해규모 및 복구방안 등에 대한 대대적인 조사가 많은 국가의 전문가 그룹에 의해 수행되어 오고 있다. 더불어, 지진해일의 정확한 예보 및 경보시스템과 추정법을 위시하여 주변지형 및 연안구조물에 미치는 지진해일의 영향을 보다 정밀하게 추산할 수 있는 예측 및 설계법에 대한 연구가 다각도로 수행되어야 할 필요가 있다. 본 연구에서는 지진해일이 육상으로 초오름에 따라 해안안벽, 육상가옥 및 연안교량과 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 수치해석법을 통하여 검토한다. 수치해석법에 의해 추정된 결과와 기존의 실험결과 및 설계기준에 의한 결과를 비교·검토하여 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 대한 보다 정도 높은 해석기법을 제안한다.

## 1.2 연구의 구성

본 연구는 총 4장으로 구성되며, 각 장의 내용은 다음과 같다.

1) 제1장에서는 본 연구의 배경과 목적에 대하여 서술하고, 다음으로 구성에 대하여 간단히 기술한다.

2) 제2장에서는 다양한 육상구조물에 대한 지진해일파력을 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows : TWOPM-3D)으로부터 평가한다. TWOPM-3D에서는 Navier-Stokes solver를 기초방정식으로, 수면형의 추적에는 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)을, 이산방정식에는 SMAC법(Amsden & Harlow, 1970)을, 난류해석에는 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 각각 적용한다. 한편, 대상파랑을 조파소스에 의해 조파하고, 파랑의 무반사에 스폰지층을 사용하는 3차원수치파동수로를 적용한다. 이상의 수치해석이론에 기초한 TWOPM-3D의 해석법을 육상가옥과 연안교량에 작용하는 지진해일파력의 해석에 적용하고, 이로부터 얻어지는 수치해를 Morison식에 적용하여 항력만을 고려한 방법과 항력 및 관성력을 동시에 고려하는 방법으로 지진해일파력을 각각 추정하여 관성력의 기여정도 및 그의 중요성을 평가한다.

3) 제 3장에서는 지진과 최대지진해일고의 작용하에 수행된 해안안벽의 안정성평가법(이광호 등, 2011)과는 달리 시간변동에 기초한 한계평형상태해석법으로부터 지진 및 해안안벽을 월류하는 지진해일과의 동시작용조건하에 해안안벽의 안정성평가를 실시하였다. 해안안벽의 안정성평가에서 안벽에 작용하는 지진토압 및 지진토압계수의 산정은 Mononobe-Okabe의 방법(Krama, 1996)으로 평가되고, 지진관성력은 지진가속도계수를 고려하여 산정되며, 지진 동수압에 대해서는 Westergaard의 제안식(1933)을 적용한다. 그리고, 안벽전 · 후에서 지진해일파력의 산정은 twopm-3d에서 얻어지는 동수압을 적용한다. 이로부터 월파시에 지진 및 지진해일과의 동적 작용하 해안안벽의 안정성평가에 대한 시간이력특성을 명밀히 분석 · 검토하며, 또한 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 안정성평가의 결과와도 비교한다.

4) 제 4장에서는 이상으로부터 도출된 중요한 사항을 요약하여 본 논문의 종합결론으로 한다.



## <참고문헌>

- 김도삼 (2011). 해안환경공학. 구미서관.
- 국립방재연구소 (1998) 동해안에서의 쓰나미 위험도 평가, 국립방재연구소 연구보고서 NIDP-98-06.
- 이광호, 하선욱, 이귀섭, 김도삼, 김태형. (2011). 지진 및 지진해일과 작용하의 해안안벽의 안정성평가. 한국지반공학논문집, Vol. 27, No. 3, 41-54.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. New Jersey : Pearson Education Inc.
- Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes transactions. ASCE., Vol. 98, 418-433.



## 2장 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정

### 2.1 서언

지진해일파는 해저단층운동에 의한 해저지진, 산사태(land sliding) 및 해저화산활동 등과 같은 급작스러운 해저지반운동으로 지층의 수직운동에 의한 해수면의 변화로 형성된다. 이러한 지진해일파는 장주기파로 천해역으로 내습함에 따라 천수변형에 의해 파고가 증폭되고, 동시에 파장이 감소된다. 또한, 지형적인 요소와 결부되면서 수심이 깊은 경우에는 고립파로, 수심이 얇은 경우에는 단파로 연안에 도달할 수 있다(김도삼, 2011). 예를 들어 2004년 발생한 인도네시아 슈마트라 지진해일은 약 30만명의 인명피해와 10조원에 달하는 재산피해와 동시에 Photo. 2.1에 나타낸 바와 같이 육상저유탱크, 가옥, 교량 및 항만 등과 같은 사회간접자본시설에도 막대한 피해를 가져왔다. 특히, 육상저유탱크와 같은 저유시설의 경우 지진이 발생하게 되면 해일에 의한 1차적인 피해뿐만 아니라, 기름유출, 화재 등의 2차재해가 발생할 위험성이 크다(Photo. 2.2). 그리고 Photo. 2.3과 같이 교량의 경우 주요국도, 해안가, 하천 등에 설치되어 있는 경우가 많기 때문에 이러한 지역에 지진해일에 의해 교량의 유실은 우회로의 확보가 곤란한 지역에서는 관련 지자체에 미치는 경제적인 손실뿐만 아니라 국가의 물류이동에 막대한 지장을 초래할 수 있다.



Photo. 2.1. Onshore houses damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake





Photo. 2.2. Oil storage tanks damaged by Indian ocean tsunami  
(<http://atdr.tdmrc.org:8084/jspui/bitstream/AIWEST-DR.pdf>).

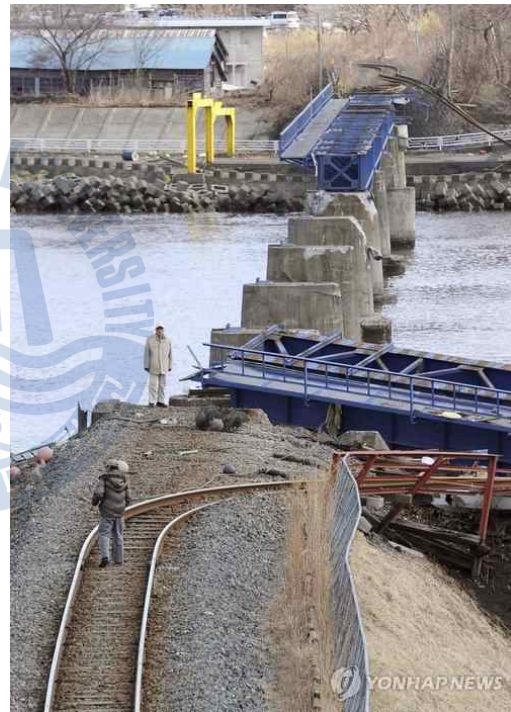
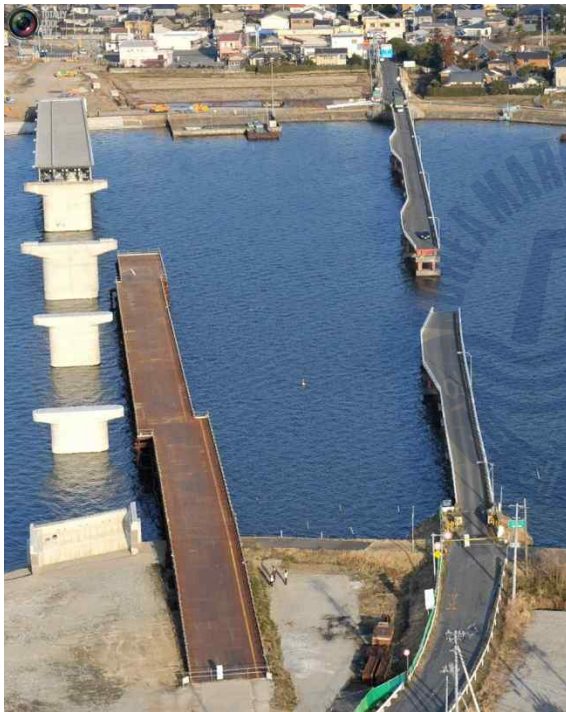


Photo. 2.3. Bridges damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake.

미국과 일본을 중심으로 한 지진해일파력에 관한 연구의 강력한 동기는 1960년의 칠레지진해일과 우리나라에도 큰 영향을 미친 1983년의 동해중부지진해일의 내습에 의한 심각한 해상 및 육상구조물의 피해에 따른 것으로 판단되며, 따라서 본격적인 파력연구는 이와 같은 지진해일에 의한 피해원인의 규명 및 합리적인 복구대책수립을 위하여 1960년부터 시작된 것으로 볼 수 있다. 특히, 우리나라 동해상의 지진해일에 대해 직접적인 연관을 갖는 일본의 경우는 칠레지진해일의 의한 피해복구차원에서 수행된 Fukui et al.(1963)의 연구를 바탕으로 하여 동해중부지진해일 발생 이후 다수의 연구가 수행되었다 (Asakura et al., 2000; Mizutani and Imamura, 2002; Arikawa et al., 2005). 여기서, 육상구조물에 작용하는 파력의

검토에 있어서, Asakura et al.(2000)은 비분열파와 soliton분열파에 대해 각각의 지진해일파력을 추정하였으며, Mizutani & Imamura (2002)는 사다리꼴호안을 월류하는 경우에 대해서, Arikawa et al.(2005)는 육상에 설치된 호안의 경우에 대해서 각각 지진해일파력을 추정하였다. 하지만, 이와 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 검토에 있어서 Arikawa et al.(2005), Xiao and Huang(2008) 등의 수치적인 일부의 연구를 제외하면 거의 대부분이 수조실험에 의한 결과에 기초하고 있다. 제시된 육상구조물에 작용하는 파력의 수치해석에 관한 연구는 공통적으로 Navier-Stokes운동방정식류와 자유수면의 추적에 VOF법을 병용하여 유한차분법으로 해석하고 있으며, 이는 수심적분된 천수방정식이나 Boussinesq방정식류에 의한 평면파랑의 추정식에 의해서는 연직방향으로 압력의 변화과정을 합리적으로 나타낼 수 없기 때문이다. 거의 모든 수치해석연구에서는 단면 2차원적인 접근법을 사용하고 있기 때문에 구조물 주변으로의 회절현상과 구조물이 전후 및 좌우로 배치된 구조물군의 영향 등을 고려할 수 없기 때문에 3차원성의 수위변동과 파력을 평가할 수 없다는 단점을 지닌다. 따라서, 육상구조물에 지진해일이 미치는 영향을 정확히 평가하기 위해서는 3차원적인 접근이 요구된다. 한편, 육상가옥에 미치는 3차원파력 혹은 수위변동에 관한 연구로 Simamora et al.(2007)은 해안선으로부터 육상가옥의 이격거리, 전면에 구조물의 존재유무, 구조물의 배치방법에 따른 지진해일파력의 변화에 대하여 수조실험을 수행하였다. 그리고, Fujima et al.(2009)은 사각형상을 갖는 육상가옥에 작용하는 지진해일파력에 관하여 해안선으로부터의 이격거리를 변화시켜 작용파력을 수리실험으로부터 측정하였고, 구조물이 존재하지 않을 때의 최대침수심과 유속을 사용하여 Morison식으로부터 지진해일파력을 추정하였다. 게다가, 해안선으로부터의 이격거리에 따라 정수압 혹은 동수압이 지배적인 영역을 분할하여 각 영역에서 지진해일파력의 산정식을 제안하였다. 수치해석에 의한 연구로는 이광호 등(2011)이 있으며, Simamora et al.(2007)과 Fujima et al.(2009)의 수리실험을 기초로 하여 육상가옥군에 대한 지진해일파력을 3차원혼상류해석법으로부터 평가하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이와 같이 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 대한 연구의 대부분은 육상가옥을 대상으로 이루어졌으며, 이를 구조물의 형상이 다른 저유시설 및 교량에 작용하는 파력을 추정하는데 직접 적용하기는 파력계수 등이 상이하므로 곤란하다.

한편, 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력에 관한 연구의 한 예로 首藤(1987)는 지진해일내습시 석유관련시설에 대한 과거의 재해를 5개 종류로 분류하고 있으며, Ikeya et al.(2005)은 석유관련시설의 현지조사와 지진해일의 파력특성에 관한 Asakura et al.(2000)의 연구성과를 기본으로 저유탱크의 피해를 추정하여 피해에 관한 관계도를 작성하였다. 그리고, Ikeya et al.(2005)에 따르면 지진해일에 의해 육상부가 침수되면 저유탱크는 부력에 의해 수면에 떠오르게 되어 수평압력이나 양압력을 받아 활동이나 전도되기 쉬워진다고 지적하고 있다. Fujii et al.(2006)은 首藤(1987)가 분류한 과거 지진해일의 내습시에 석유관련시설에 있어서 재해의 분류를 토대로, ①수리실험에 의해 지진해일수위로부터 저유탱크에 작용하는 해일파력을 추정하는 방법을 제안하였고, ②월파랑에 따른 저유탱크에 작용하는 지진해일파력에 의한

피해정도의 관계도를 작성하였으며, ③수치해석을 통하여 복잡한 지형조건에 있는 저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 수면형과 시계열을 추정하였다.

또한, 대부분의 교량에 대한 연구는 2004년 인도양지진해일 당시 다수의 교량이 유실되는 피해를 입은 이후 이루어졌다. 당시 교량의 피해정도 및 교량 구조물의 안정성에 대한 연구로 Iemura et al.(2005), Shoji and Moriyama(2007) 등이 있으며, 교량에 작용하는 지진해일파력에 대한 연구로 Araki et al.(2010a, 2010b)등이 있다. 더불어, Shoji et al.(2009)는 실제 재해를 받은 교량모델을 대상으로 한 수리실험을 통하여 지진해일시 교량의 파괴가 발생하는 지진해일파력을 분류하였으며, Shoji et al.(2010)은 쇄파단파의 종류에 따른 교량의 항력계수에 미치는 영향과 교량의 위치에 따른 교량에 작용하는 수평 및 연직방향의 파력에 대한 연구를 수행하였다. 그리고, Shighihara et al.(2010)은 수치해석을 통하여 완전히 유실된 교량을 대상으로 교량에 작용하는 지진해일파력과 교량의 안전율에 대한 평가를 실시하였다.

이상의 연구에서 대다수는 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정에 항력만을 고려하고 있으며, 지진해일파력에 대한 보다 정도 높은 추정을 위하여 항력 및 관성력을 동시에 고려해야 할 필요가 있다고 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 육상구조물로 저유탱크, 가옥, 교량을 대상으로 하였으며, 육상 저유탱크에 대한 연구로 Fujii et al.(2006)이 적용한 저유탱크의 제원을 준용하였고, 교량에 대한 연구로 Shoji et al.(2009)가 적용한 인도네시아의 Lueng Le Bridge를 대상으로 육상저유탱크 및 교량에 작용하는 지진해일파의 작용파력에 항력과 관성력을 동시에 고려한 해석을 수행하다. 또한, 육상가옥에 대해서도 이광호 등(2011)의 TWOPM-3D를 적용하여 육상가옥에 작용하는 지진해일파에 항력과 관성력 성분을 동시에 고려한 해석을 수행하였으며, 설계기준에 의한 결과와도 비교하였다.

## 2.2 지진해일파력의 직접적인 산정을 위한 수치해석이론

### 2.2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(2.1) 및 식(2.2)~(2.4)와 같이 단일의 연속방정식(2.1)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식(2.2)~(2.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (2.1)$$



$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} \\ + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{v}D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{v}D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} \\ + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} \\ + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\begin{aligned} + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \\ q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \end{aligned} \quad (2.5)$$

여기서,  $t$ 는 시간,  $u, v, w$ 는  $x, y, z$ 방향에 대한 각 유속성분,  $p$ 는 압력,  $g$ 는 중력가속도,  $\tau_{ij}$ 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력,  $D_{ij}$ 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분,  $F_s$ 는 표면장력에 의한 체적력,  $\lambda$ 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수,  $\hat{\rho}$ 는 밀도,  $\hat{v}$ 는 동점성계수를 각각 나타낸다.  $q^*$ 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는  $x=x_s$  이외의 영역에서는 0으로 주어진다.  $\delta_x$ 는  $x=x_s$ 를 포함하는  $x$ 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2.2)~(2.4)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단



상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

## 2.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 와에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky model에서는 난류응력  $\tau_{ij}$  를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \quad (2.6)$$

여기서,  $\nu_e$ 는 와동점계수로 다음의 식(2.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) $\Delta$ 와 변위-응력텐서  $D_{ij}$ 의 강도에 비례한다.

$$\nu_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (2.7)$$

여기서,  $C_s$ 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는  $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이  $\Delta$ 와 변위-응력텐서  $D_{ij}$ 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (2.8)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (2.9)$$

## 2.2.3 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나, 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며, 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증

되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수  $F$ 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면  $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도  $\hat{\rho}$ 와 동점성계수  $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk} \quad (2.10)$$

$$\hat{\nu}_{ijk} = F_{ijk} < \nu_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \nu_a >_{ijk} \quad (2.11)$$

여기서, 첨자  $w$  및  $a$ 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로서 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (2.12)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기  $\nabla F$ 에 의해 결정된다.

## 2.2.4 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식(2.1)~(2.4) 및 VOF함수의 이류방정식(2.12)는 직교교호격자를 적용한 유한차분법에 의해 이산화된다. 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다.

SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은  $n + 1$ 의 시간스텝에서 임시유속  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.13)$$

$$\frac{\tilde{v} - v^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.14)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.15)$$

여기서, *VIS*는 점성항, *SOR*은 소스항, *EXT*는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식(2.13)~(2.15)의 임시유속장에 대한 Poisson 방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (2.16)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (2.17)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (2.18)$$

여기서,  $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식 (2.19)로부터 압력보정  $\delta p$ 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터  $\delta p$ 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial z^2} = -\frac{1}{\Delta t} \left( \frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (2.19)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

## 2.2.5 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 연성해석을 위해 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen & Larsen, 1987; 이광호 등, 2008) 및 무반사조파시스템을 위한 감쇠역이 고려된다. 조파소스에 의한 조파방법을 제안한 Brorsen and Larsen (1987)은 조파소스를 사용하여 조파시킬 때 해석영역의 양방향( $x$ 의 (+)방향과  $x$ 의 (-)방향)으로 파랑이 전달되기 때문에 식(2.20)과 같은 조파소스강도  $q$ 를 제안하고 있다.

$$q = 2U_0 \quad (2.20)$$

여기서,  $U_0$ 는 발생파의 수평유속성분을, 계수 2는 조파소스에 의한 파의 발생시 해석영역의 양방향으로 파진행을 각각 나타낸다. 본 연구에서는 조파소스강도  $q$ 로서 식(2.21)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속  $U_0$ 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh}[E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{C_b + C_c\}] \quad (2.21)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_a &= -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right) \\ C_b &= \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right) \\ C_c &= \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^4 \left(-\frac{3}{8}S^2 + \frac{45}{16}S^4 - \frac{45}{16}S^6\right) \end{aligned} \quad (2.22)$$

$\bar{z}$ 는 물입자의 평균위치를 나타내며  $E_s$ 와  $S$ 는 다음의 식(2.23), 식(2.24)와 같이 각각 정의된다.

$$E_s = H_i/h \quad (2.23)$$

$$S = \text{sech } \alpha \hat{x} \quad (2.24)$$

그리고, 식(2.24)에서  $\alpha$ 와  $\hat{x}$ 는 식(2.25)과 식(2.26)으로 각각 주어지며, 식(2.26)의  $C$ 는 3차근사에서 고립파의 파속으로 식(2.27)로 표현된다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}E_s \left\{1 - \frac{5}{8}E_s + \frac{71}{128}E_s^2\right\}} \quad (2.25)$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - Ct}{h} \quad (2.26)$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^2 + \frac{3}{56}E_s^3\right] \quad (2.27)$$

Ohyaama and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에 구조물이 설치된 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연직적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 식(2.28)을 고려하였다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (2.28)$$

여기서,  $\eta_s$ 와  $\eta_0$ 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 조파소스에 의해 기대되는 수위변동  $\eta_0$ 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

$$\eta_0 = h \left[ 1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left( \frac{5}{8} S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80} S^4 \hat{t}^2 \right) \right] \quad (2.29)$$

여기서,  $\hat{t}$ 는 다음의 식(2.30)과 같이 주어진다.

$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - Ct}{h} \quad (2.30)$$

## 2.3 Morison 식에 의한 간접적인 지진해일파력의 평가를 위한 이론

### 2.3.1 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정법

식(2.31)은 Morison 식에서 항력 성분에 상당하는 최대파력으로, 본 연구에서 항력 성분만을 고려하여 최대지진해일파력을 추정하는 경우에는 식(2.31)을 적용하였다.

$$F_{D1} = \frac{1}{2} \rho C_{D1} B (h_i u_i^2)_{max} \quad (2.31)$$

여기서,  $C_{D1}$ 는 항력계수,  $u_i$ 는 유속,  $h_i$ 는 침수심,  $\rho$ 는 유체의 밀도,  $B$ 는 흐름방향으로 구조물의 투영폭, 첨자  $max$ 는 최대치이다. 항력계수에 대하여 FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등은 사각형구조물의 경우에  $C_{D1}=2.0$ , 원주구조물의 경우에  $C_{D1}=1.2$ 를 적용할 것을 제안하고 있다. 그리고, 최대침수심  $h_{imax}$ 와 최대유속  $u_{imax}$ 은 구조물이 존재하지 않는 경우에 산정된 값을 적용하며, 일반적으로  $(h_i u_i^2)_{max} \neq h_{imax} u_{imax}^2$ 이다. Fujima et al.(2009)은  $(h_i u_i^2)_{max}$ 을 적용하는 방법과 현장조사에서  $h_i u_i^2$ 의 시간이력을 추정하기 어려운 것에 착안하여 지진해일파력 추정에  $h_{imax} u_{imax}^2$ 을 적용하는 방법을 제시하였으나 본 연구에서는  $(h_i u_i^2)_{max}$ 의 경우에 대해서만 언급한다.

### 2.3.2 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정법

항력과 관성력을 동시에 고려한 지진해일 파력의 추정에는 아래의 식(2.32)와 같은 Morison 식을 적용하였다.

$$\begin{cases} F_{D2} = C_{D2}f_D + C_M f_I \\ f_D = \frac{1}{2}\rho A(h_i)u_i^2 \\ f_I = \rho V(h_i)\frac{du_i}{dt} \end{cases} \quad (2.32)$$

여기서,  $F_{D2}$ 는 Morison 식에 의한 예측파력,  $C_{D2}$ 는 항력계수,  $C_M$ 은 관성력계수,  $A(h_i)$ 는 흐름방향으로 구조물의 투영면적으로  $h_i$ 의 함수,  $V(h_i)$ 는 구조물의 배수체적으로  $h_i$ 의 함수,  $du_i/dt$ 는 가속도,  $f_D$ 는 항력,  $f_I$ 는 관성력이다. 항력계수와 관성력계수는 예측치와 관측치(측정치)와의 사이에 주어지는 관계식 (2.33)과 같은 오차의 자승을 최소로 하는 최소자승법으로부터 산정되었다. 그리고, 수치해석으로 얻어진 유속의 시간이력을 Fourier변환하여 가속도의 시간이력을 산정하였다.

$$\varepsilon^2 = \sum F_M^2 (F_{D2} - F_M)^2 \quad (2.33)$$

여기서,  $F_M$ 은 수치해석에 의한 측정파력을 나타낸다. 그리고, 최소자승법의 최소화 과정인  $\partial \varepsilon^2 / \partial C_{D2} = 0, \partial \varepsilon^2 / \partial C_M = 0$  으로부터 식(2.32)를 적용하여 항력계수와 관성력계수를 산정하면 식 (2.34)와 (2.35)과 같이 주어질 수 있다.

$$C_{D2} = \frac{\sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_I^2) - \sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_D^2) \sum (F_M^2 f_I^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2} \quad (2.34)$$

$$C_M = \frac{\sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D^2) - \sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_I^2) \sum (F_M^2 f_D^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2} \quad (2.35)$$

### 2.4 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 평가

육상저유탱크에 작용하는 지진해일파의 파력을 해석하기 위하여 Fig. 2.1과 같이 길이와 폭이 각각 60cm, 182cm인 3차원수치조파수조를 사용하였다. 수치해석에서는 고립파의 천수변형을 재현하기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였으며, 직립호안의 배후는 평탄한 육지역으로 구성되어 있다. 또한, 그림에서  $D$ 는 호안과 구조물과의 이격거리로  $D = nd$  ( $n$ 은 임의상수,  $d$ 는 구조물의 직경)의 관계를 가진다. 수치해석에서 적용한 육상저유탱크는 Fujii et al.(2006)의 연구에서 적용한 1:100 축척에 상당하는 크기를 적용



하였으며, 여기서 지름  $d$ 는 20cm이다. 저유탱크에 작용하는 파력은 구조물의 全面에 설치된 파압계로부터 얻어지는 파압의 적분으로부터 산정되었다. 그리고 심해역에서의 수심  $h$ 는 60cm로 설정하였으며, 수심에 대한 입사파고  $H_i$ 의 비를  $H_i/h=0.05, 0.067, 0.083, 0.10, 0.12$ 로 변화시켜 총 5 CASE로 수행하였다. 이를 바탕으로  $H_i/h$ 와  $D = nd$ 의 변화에 따른 육상저유탱크에 작용하는 지진해일 파력을 평가하였다.

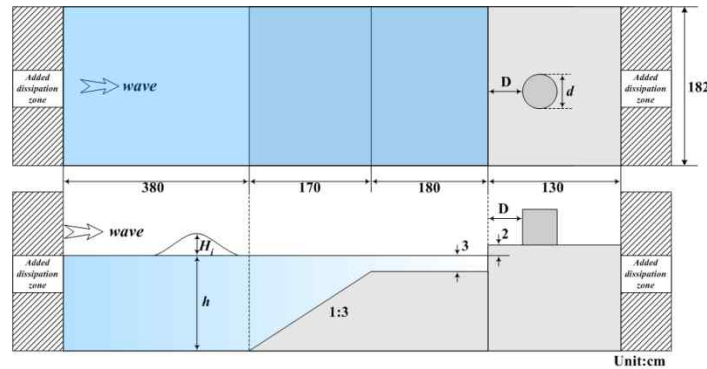
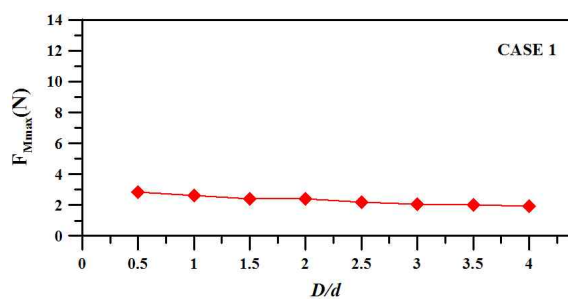


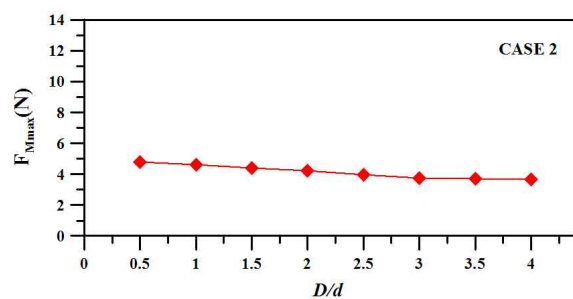
Fig. 2.1. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on onshore oil storage tank.

## 2.4.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력

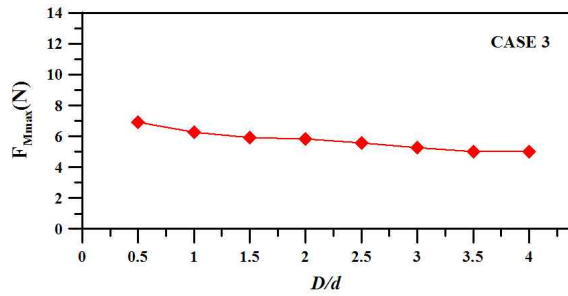
전술한 모든 CASE에 대하여 호안과 저유탱크간의 이격거리 변화에 따른 지진해일파력을 수치해석을 통하여 측정하였다. 다음의 Fig. 2.2는 측정된 지진해일파력을 바탕으로 무차원이격거리의 변화  $D/d = 0.5 \sim 4.0$ 에 따른 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 모든 CASE에서  $D = nd$ 가 증가할수록 저유탱크에 작용하는  $F_{Mmax}$ 는 감소하는 것으로 나타났다. 또한,  $H_i/h$ 가 가장 낮은 CASE 1이 가장 적은  $F_{Mmax}$ 가 측정되었고,  $H_i/h$ 가 가장 높은 CASE 5에서 가장 큰  $F_{Mmax}$ 를 나타내었다. 즉,  $F_{Mmax}$ 은 저유탱크에서  $D = nd$ 가 작을수록, 또는  $H_i/h$ 가 높을수록 크게 나타남을 확인하였다.



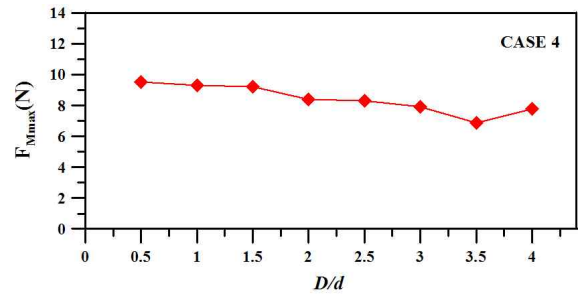
(a) CASE 1



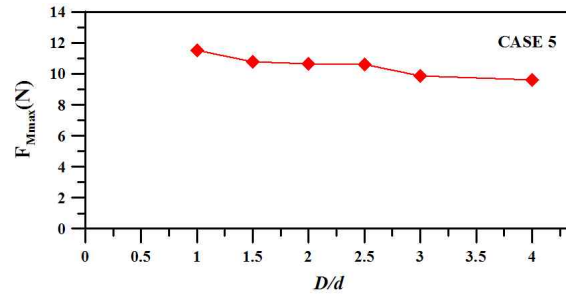
(b) CASE 2



(c) CASE 3



(d) CASE 4



(e) CASE 5

Fig. 2.2. Maximum tsunami forces.

Fig. 2.3은 본 연구의 CASE 1의 경우에 시간에 따른 수위변동을 시.공간적으로 나타낸 것으로, 고립파의 조파 후 9.50s, 10.00s, 10.50s 및 11.50s의 상황을 나타낸다.

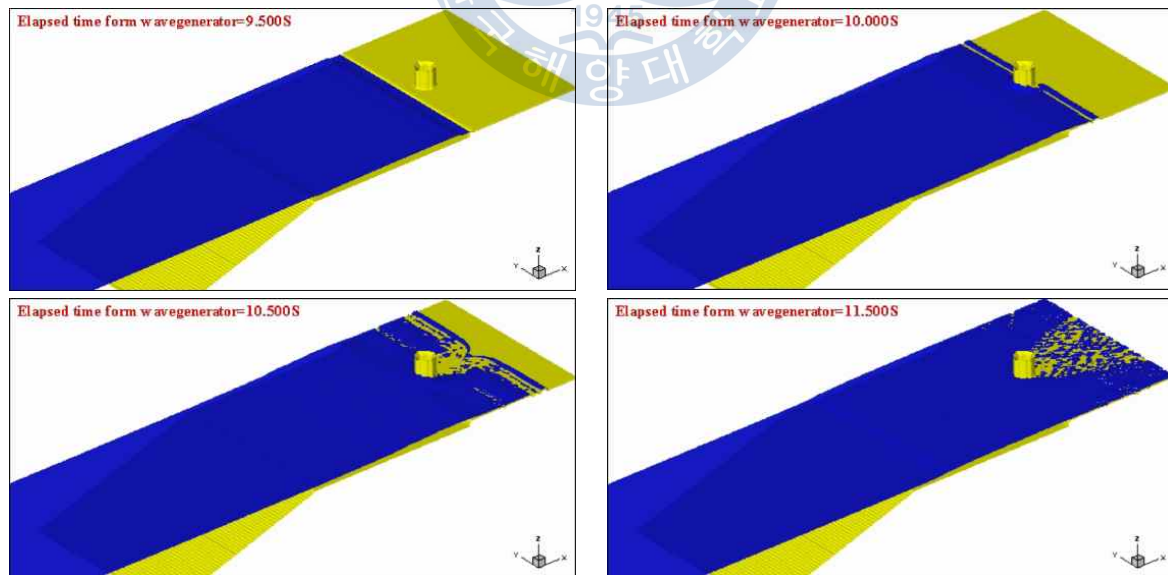


Fig. 2.3. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 1.



## 2.4.2 지진해일파력의 추정

지진해일파력의 추정에 식(2.31)과 (2.32)을 적용하기 위하여 침수심과 유속을 산정할 필요가 있다. 따라서, 본 연구에서는 수치해석으로부터 모든 CASE에 대해 저유탱크가 존재하지 않을 때 저유탱크의 중점위치에서 침수심과 유속을 측정하였다. Fig 2.4는 CASE 1의 경우에 호안과의 이격거리에 따른 침수심과 유속을 경시변화를 나타낸 일례이다. 결과를 살펴보면 유속과 침수심은 육상부에 도달하면서 급격하게 증가하는 경향을 보이며,  $D = nd$ 가 멀어질수록 유체분리현상에 의해 비정상흐름이 발달하게 되고, 복잡한 수면형을 나타내는 것을 알 수 있다. 또한, 최대침수심과 최대유속이 나타나는 시간은 동일하지 않으며, 위상차가 존재한다는 것을 알 수 있다.

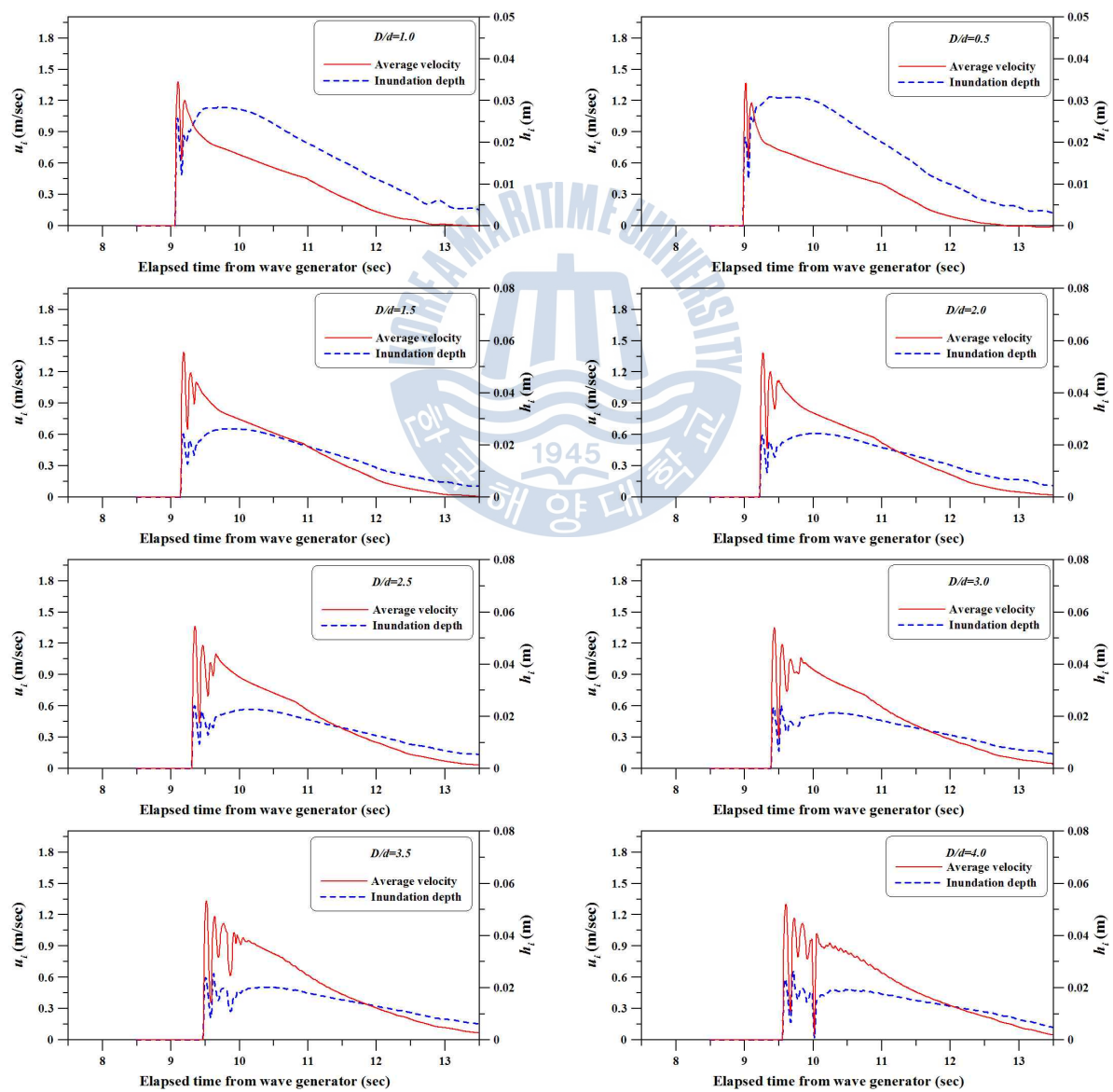


Fig. 2.4. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the onshore oil storage tank.

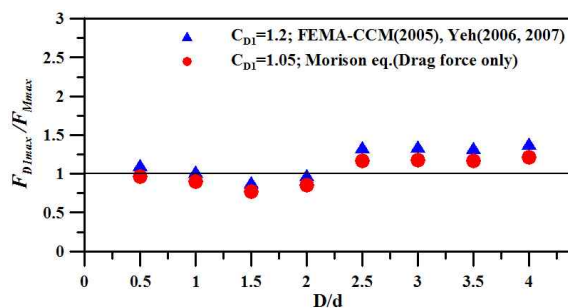
### (1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정

전절에서 측정한 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 와 최대침수심 및 최대유속을 적용하여 식(3.31)로부터 항력만을 고려한 지진해일파력을 추정하였다. 먼저, 식(3.31)에  $F_{Mmax}$ 와 Fig. 2.4로부터 산정되는  $(h_i u_i^2)_{max}$ 을 적용하여 각 CASE에서 항력계수를 산정하였으며, 각 CASE에서  $D = nd$ 의 변화에 따른 항력계수와 그 평균값을 Table 2.1에 나타내었다. 결과에서 산정된 평균항력계수는 CASE 1의 경우 1.05, CASE 2~5에서 각각 0.96, 0.79, 0.97, 0.90으로 전체적으로 1.0에 근접한 값을 나타내었으며, 이는 전술한 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안한 항력계수 ( $C_{D1}=1.2$ )보다 다소 적은 값을 나타냄을 알 수 있다.

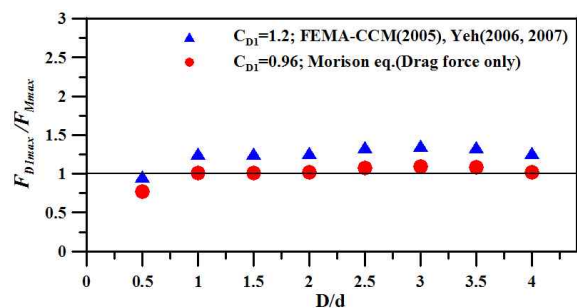
또한, Fig. 2.5는 Table 2.1로부터 산정된 평균항력계수를 적용하여 각 CASE에 대한 육상구조물에 작용하는 최대지진해일파력을 추정하였다. Fig. 2.5는 추정된 지진해일파력  $F_{D1max}$ 을 수치해석치  $F_{Mmax}$ 로 나누어 무차원한 결과이다. 여기서 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)에 의해 제안된 원주구조물에 대한 항력계수  $C_{D1}=1.2$ 를 적용하여 추정된 최대지진해일파력도 병기하여 비교한다. 이의 결과로 설계기준치보다 본 연구에서 산정한 항력계수에 의해 추정된 최대지진해일파력  $F_{D1max}$ 이  $F_{Mmax}$ 를 더 잘 재현하는 것으로 판단되며, 따라서 설계기준에서 제안한 항력계수  $C_{D1}=1.2$ 를 적용하여 추정한 최대지진해일파력이  $F_{Mmax}$ 를 과대평가하고 있음을 확인할 수 있었다.

Table 2.1. Estimated drag coefficients  $C_{D1}$ .

$D/d$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	2.0	2.5	4.0	average value
CASE 1	1.08	1.17	1.35	1.23	0.89	0.89	0.90	0.86	1.05
CASE 2	1.25	0.95	0.95	0.94	0.89	0.88	0.89	0.85	0.96
CASE 3	0.96	0.80	0.78	0.72	0.73	0.77	0.70	0.78	0.79
CASE 4	0.96	1.04	1.10	1.03	0.88	0.83	0.80	0.99	0.97
CASE 5	-	1.08	0.76	0.79	0.90	0.90	-	0.89	0.90



(a) CASE 1



(b) CASE 2

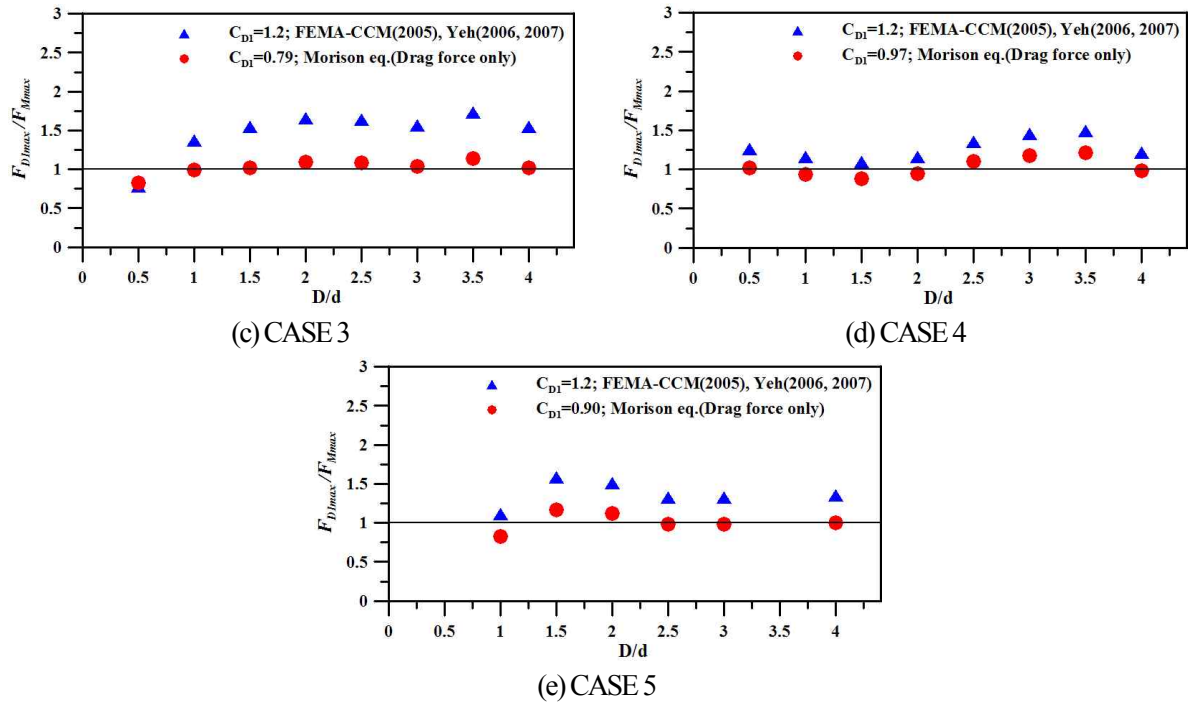


Fig. 2.5. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.

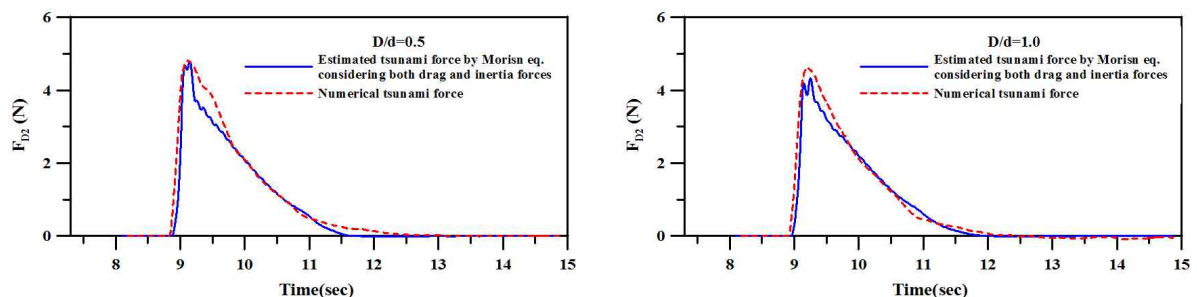
## (2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정

육상저유탱크의 全面에서 측정된 지진해일파압의 적분치와 침수심 및 유속의 시간이력으로부터 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력을 평가하였다. 항력계수와 관성력계수 및 지진해일파력을 추정하기 위하여 식(2.32)을 적용하였으며, 먼저 식(2.32)~(2.35)의 과정을 통하여 각 CASE에 대하여 항력계수와 관성력계수를 산정하였다. Table. 2.2는 각 CASE의 산정된 항력계수와 관성력계수와 그의 평균치를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 각각의 CASE에서  $D/d$ 가 증가함에 따른 항력계수와 관성력계수의 차이는 미소하며, 대체적으로 일정한 값을 나타냄을 알 수 있다. 또한, CASE 1의 경우 추정된 평균항력계수와 평균관성력계수는 각각 2.1, 0.4이며,  $H_i/h$ 가 커질수록 각 CASE의 평균치는 점차 감소하는 경향을 나타낸다. 이는 모든 CASE에서 비슷한 값이 산정되었다.

Table 2.2. Estimated drag and inertia coefficients.

	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4		CASE 5	
	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$
0.5	2.06	0.56	2.00	0.52	1.93	0.41	2.04	0.28	-	-
1.0	1.97	0.22	1.79	0.45	1.86	0.50	1.71	0.17	1.75	0.20
1.5	2.12	0.34	1.78	0.42	1.73	0.51	1.62	0.16	1.56	0.23
2.0	2.13	0.44	1.74	0.43	1.66	0.52	1.51	0.18	1.51	0.23
2.5	1.96	0.60	1.82	0.37	1.62	0.57	1.45	0.23	1.45	0.22
3.0	2.11	0.37	1.81	0.40	1.63	0.46	1.45	0.17	1.42	0.22
3.5	2.32	0.25	1.75	0.35	1.64	0.40	1.20	0.12	-	-
4.0	2.28	0.29	1.90	0.22	1.68	0.41	1.43	0.14	1.34	0.23
average values	2.1	0.4	1.8	0.4	1.7	0.5	1.5	0.2	1.5	0.2

Table 2.2에 나타난 평균항력계수와 평균관성력계수로부터 지진해일파력을 추정하였다. 다음의 Fig 2.6은 전 CASE에서 대표적인 예로 CASE2에서 추정된 지진해일파력과 수치해석에 의한 결과치의 시간 이력을 나타낸 것이다. 추정치와 Fig. 2.4를 비교함으로써 추정치는 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 파가 구조물에 부딪히는 순간에는 가속도가 크게 나타나므로 관성력이 다소 큰 값을 나타낼 수 있지만, 전체적으로 시간이 경과함에 따라 항력이 지배적인 적으로 판단되고, 특히 관성력계수가 적은 값을 나타내는 것으로부터 알 수 있을 것이다. 더불어, 추정파력과 수치해석치의 변화양상 및 두 최대지진해일 파력이 매우 일치함을 알 수 있다. 또한,  $D/d$ 가 증가함에 따라 추정된 지진해일파력에서 쌍봉형의 파력분포가 나타남을 확인할 수 있으며, 이와 같은 분포는 육상에서의 전파거리가 긴 경우에 지반과의 상호간섭 등에 의한 유체분리현상에 의한 결과로 판단된다. 그리고, 이러한 파력분포는  $H_i/h$ 가 높아질수록 감소하는 경향을 나타내었다.



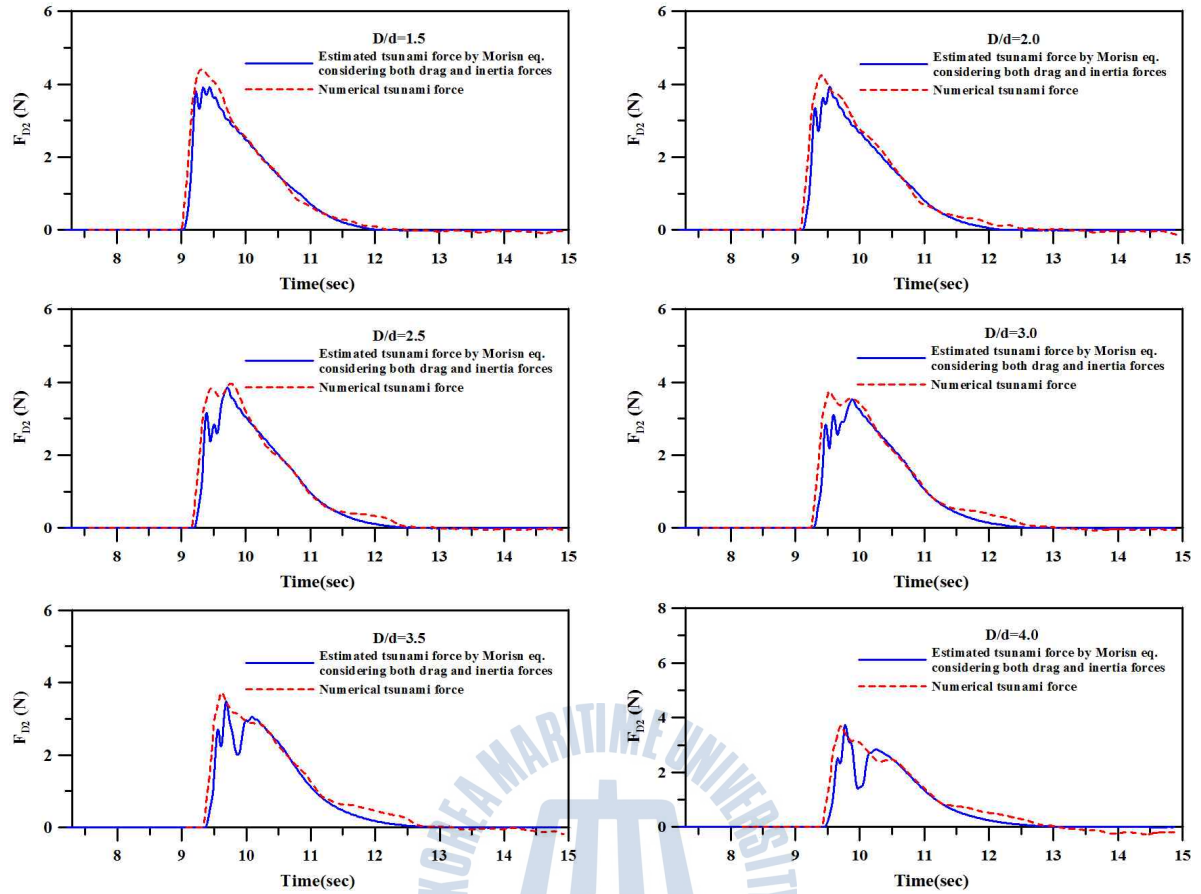


Fig. 2.6. Time variation of the computed and estimated wave forces in onshore oil storage tank.

다음의 Fig. 2.7은 전체 CASE에서 추정된 최대지진해일파력  $F_{D2max}$ 를 수치해석에 의한 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 으로 나누어 무차원한 결과이다. 결과에서  $F_{D2max}/F_{Mmax}$ 가 1.0에 근접할수록 추정치는 수치해석치에 근접함을 의미하며, Fig. 2.7를 통하여 전체 CASE에서 추정치가 수치해석치를 잘 재현하고 있음을 할 수 있다.

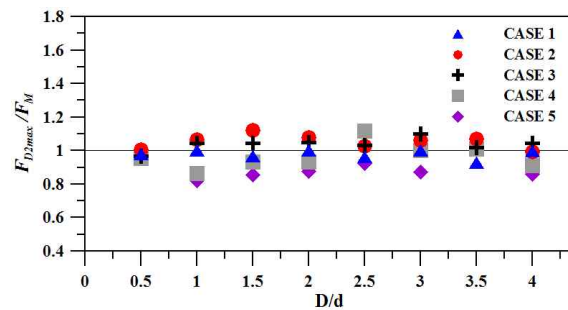
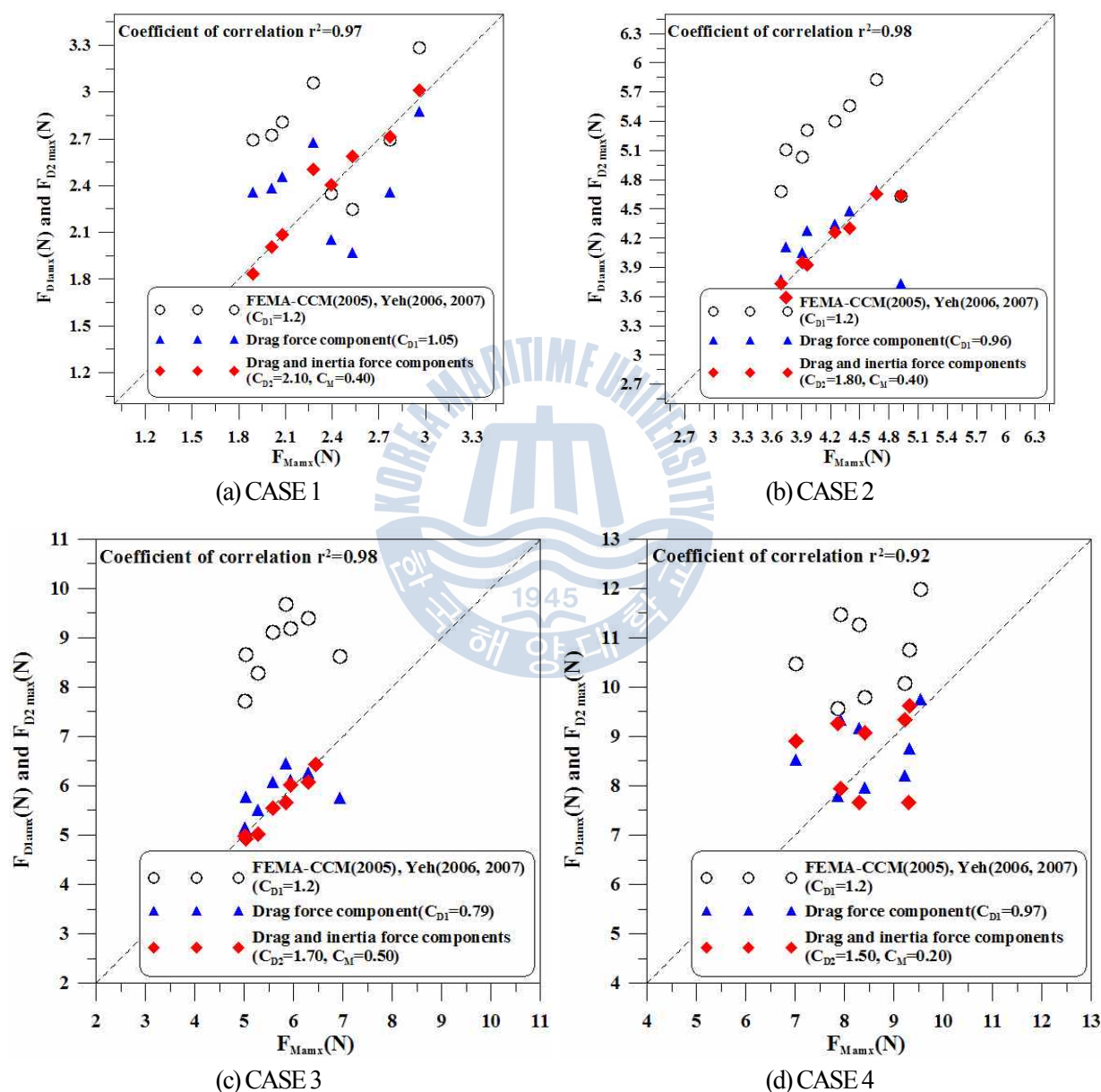


Fig. 2.7. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag and inertia forces and the numerical ones.



이상의 Fig 2.5, 2.6 및 2.7에 나타난 결과를 추정치  $F_{Dmax}$ 와 수치해석  $F_{Mmax}$ 의 관계를 Fig 2.8에 나타내었다. 전술한 바와 같이 설계기준에 의해 추정된 지진해일파력은 전체적으로 수치해석치에 비해 다소 큰 값을 나타냄을 확인할 수 있으며, 추정방법에 의한 차이로는 항력만을 고려한 추정방법과 항력과 관성력을 동시에 고려한 방법의 값에 차이는 미소하나 보다 정도 높은 지진해일파력을 추정하기 위해서는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정하는 방법이 더 적합하다고 판단된다.



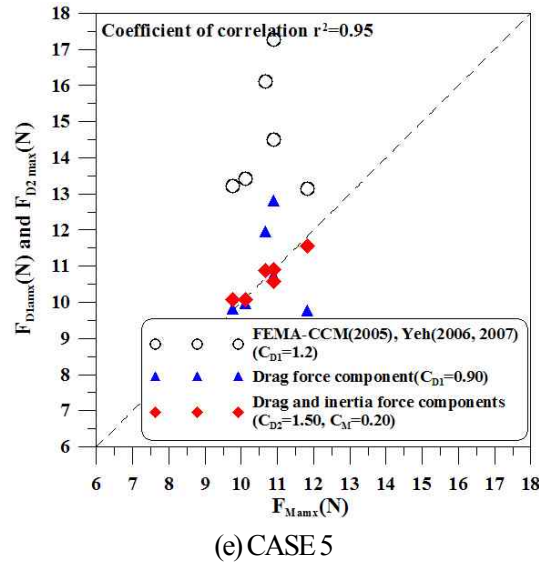


Fig. 2.8. Comparison of computed and estimated maximum tsunami forces for onshore oil storage tank.

## 2.5 육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가

본 절에서는 육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 평가한다. 이는 이광호 등(2011)의 육상가옥에 작용하는 파력 및 지진해일파의 제어에 관한 연구를 바탕으로 이루어졌으며, 실험조건을 이하에서 간략하게 서술한다. 이광호 등(2011)은 Fig. 2.9에 나타난 바와 같이 Simamora et al.(2009)의 수리실험과 동일한 조건으로 길이 860cm, 폭 182cm의 3차원수치조파수로를 적용하였으며, 심해역과 천해역에서의 수심을 각각 60cm와 3cm로 설정하였다. 심해역과 천해역 사이에 지진해일의 천수변형을 재현하기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였으며, 심해역의 수심  $h$ 과 입사파고  $H_i$ 의 비를  $H_i/h=0.05$ 로 설정하였다. 그리고 육상가옥을 폭 10cm인 정사각형으로 구성하였고, 호안과 육상가옥 사이의 무차원거리  $D/B$ 를  $D/B=1.0\sim 8.0$ 으로 변화시켜 육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 측정하였다. 또한, 이광호 등(2011)은 수치해석의 결과를 수리실험과 비교·분석하여 3차원혼상류수치해석법의 유용성과 타당성을 확인함 동시에 지진해일파력을 추정하기 위하여 정수압적인 방법과 동수압적인 방법을 각각 적용하였고, 동수압적인 추정법에 관한 회귀식을 제안하였다. 그의 동수압적인 추정법에서는 Morison 식에 항력만을 고려하여 추정치의 정도와 파력계수를 검토하였으며, 보다 자세한 사항에 대해서는 이광호 등(2011)을 참조바란다.

따라서, 본 절에서는 육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 추정하기 위하여 전술한 육상저유탱크와 동일하게 식(2.32)의 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법을 적용하여 추정치의 정도와 파력계수의 변화 등을 검토하였다. 또한, 보다 정밀한 비교를 위하여 식(2.31)의 항력만을 고려한 추정법의 결과치도

함께 나타내었다. 단, 이하에서 제시하는 CASE 1( $H_i/h = 0.05$ )의 결과는 이광호 등(2011)에 의한 결과이고, 그 외 CASE 2~5의 결과는 본 연구에서 수행된 결과이다.

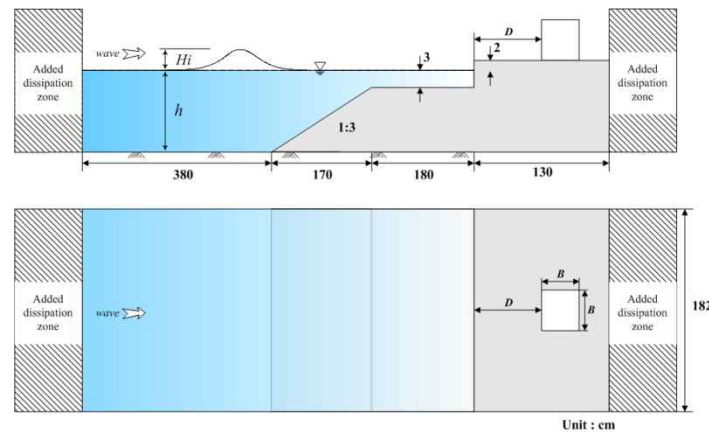
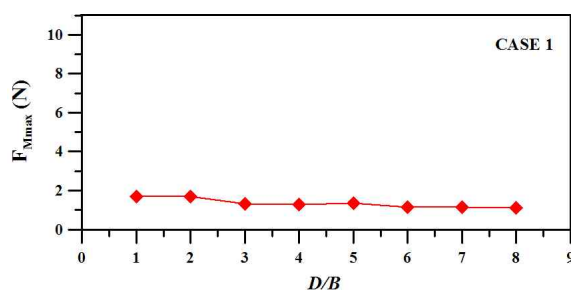


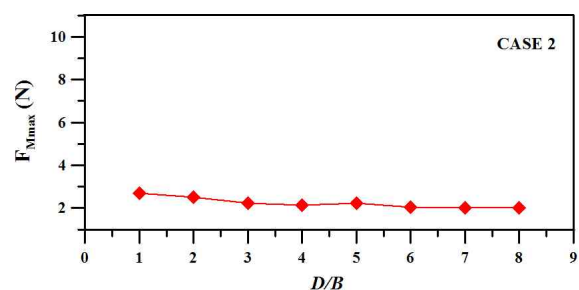
Fig. 2.9. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on onshore house.

## 2.5.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력

수심  $h$ 과 입사파고  $H_i$ 의 비가  $H_i/h = 0.05, 0.067, 0.083, 0.10, 0.12$ 인 경우에  $D/B$ 의 변화에 따른 육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 수치해석으로부터 측정하였다. Fig. 2.10은 본 연구에서 수행한 호안과 육상가옥 사이의 이격거리에 따른 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 으로 전체적으로, 호안으로부터 이격거리가 멀어질수록 점차 감소함을 알 수 있다. 또한,  $H_i/h$ 가 작은 경우 이격거리에 따른 작용파력의 감소는 매우 작으나  $H_i/h$ 가 커질수록 최대지진해일파력은 이격거리의 증가에 따라 급격히 감소하는 경향을 보인다. 여기서,  $D/B$ 가 멀어짐에도 작용파력이 감소하지 않고 증가하는 값이 존재하였다. 예를 들어 CASE 5의  $D/B=2$ 와 같은 경우는 지진해일파의 쇄파력이 작용하여  $D/B$ 가 증가함에도 불구하고 작용파력이 감소하지 않고 증가하는 것으로 판단된다.



(a) CASE 1



(b) CASE 2



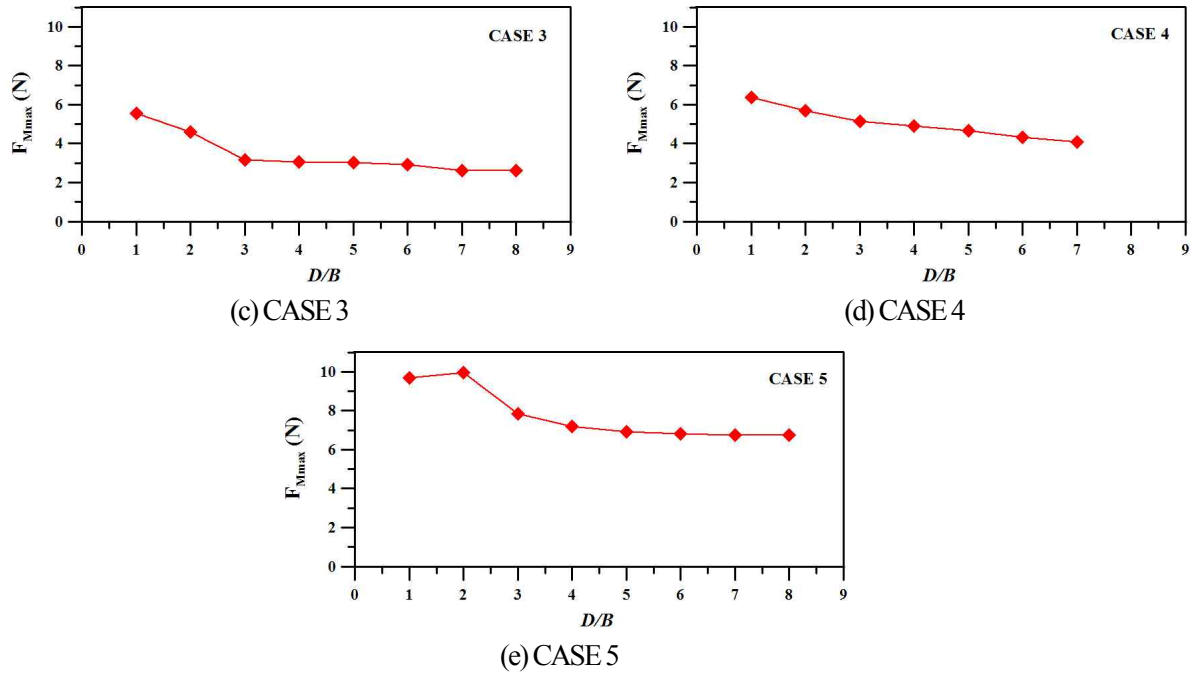
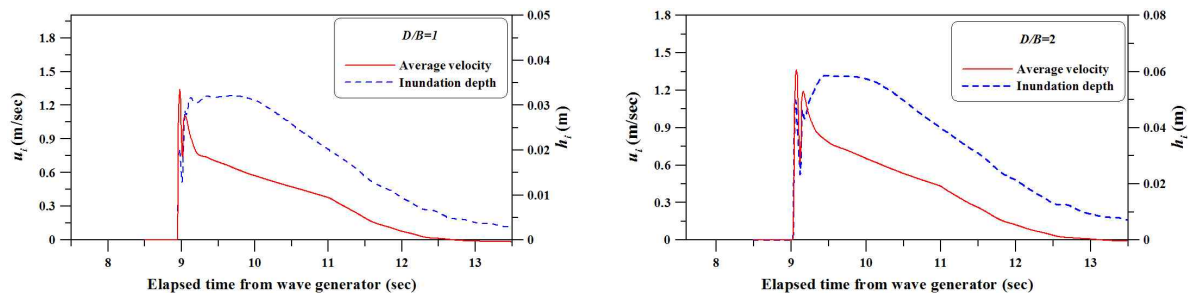


Fig. 2.10. Maximum tsunami forces.

## 2.5.2 지진해일파력의 추정

육상저유탱크에서와 동일하게 지진해일파력을 추정하기 위하여 식(2.31)과 (2.32)을 적용하였다. 이를 위하여 구조물이 존재하지 않는 경우의 침수심과 유속을 각각의 CASE에 대하여 측정하였다. 다음의 Fig. 2.11은 전체 CASE 중 CASE 2에 대하여 호안으로부터의 이격거리의 변화에 따른 침수심과 유속을 시간이력으로 나타낸 것이다. 그림으로부터 유속의 경우 지진해일파가 구조물의 위치에 도달하는 순간 최고치에 이르는 반면, 침수심의 경우 구조물의 위치에 도달 후 약 0.1초 이후에 최고치에 이르렀다가 완만하게 감소하는 것을 알 수 있다. 이로부터 유속과 침수심의 최대치는 동시에 나타나지 않으며, 어느 정도의 위상차를 가진다는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 전체 CASE에서 유사하게 나타났으며, 여기서는 CASE 2의 결과만을 나타내었다.



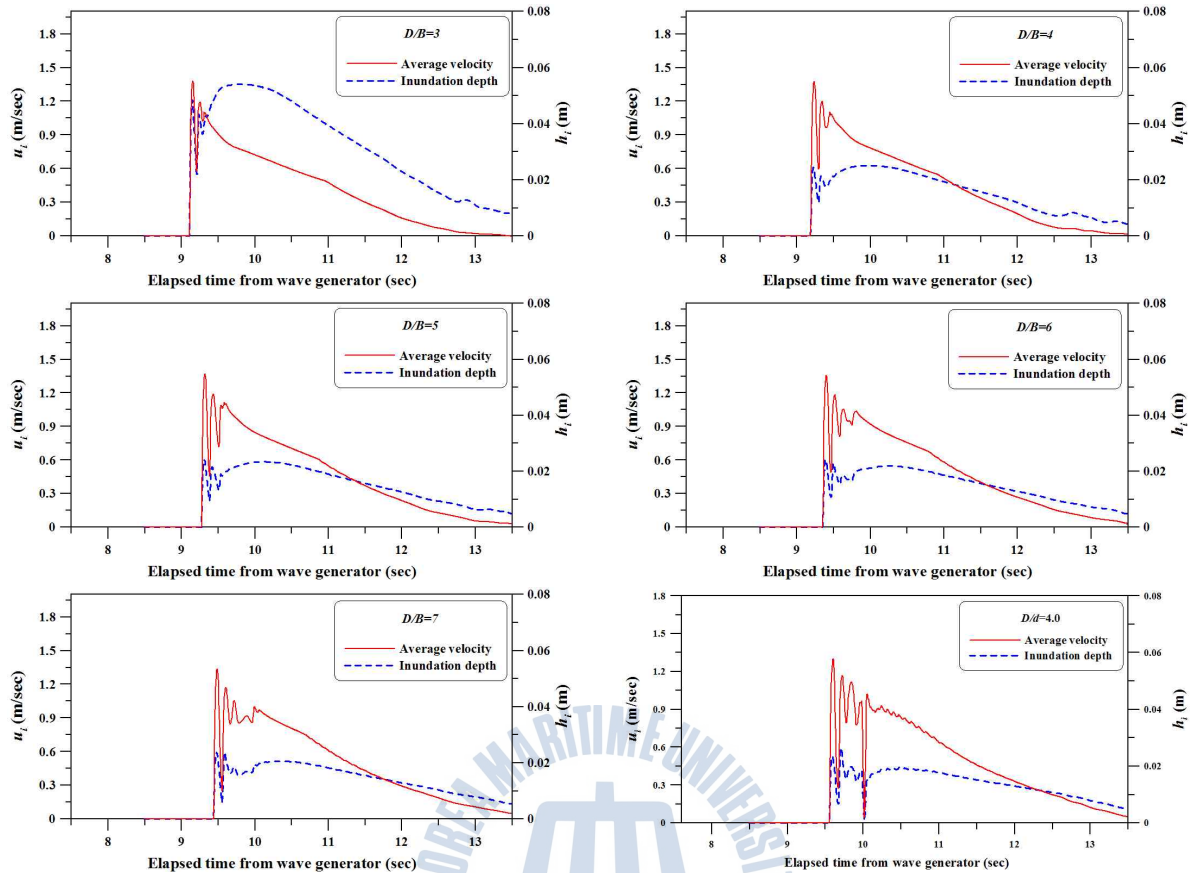


Fig. 2.11. Time variation of the computed water levels and velocities  
at the proposed positions in the absence of the onshore house.

### (1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정

Table 2.3은 각 CASE별로 식(2.31)에  $F_{Mmax}$ 과  $(h_i u_i^2)_{max}$ 를 적용하여 산정된 항력계수와 그 평균값을 나타낸 것이다. 또한, Fig. 2.12는 식(2.31)에 의해 추정된 최대지진해일파력  $F_{D1max}$ 과 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안하는  $C_{D1}=2.0$ 을 적용하여 추정한 결과를 수치해석결과  $F_{Mmax}$ 로 나누어 무차원화한 값을 나타낸 것이다. 결과에 의하면 CASE 2와 4는 설계기준에 의한 최대지진해일파력이 다소 과대평가하고 있음을 확인할 수 있으나 CASE 3과 5의 결과에서는 추정치가 설계기준치와 매우 유사한 값을 나타내었다. 이광호 등(2011)에 의한 CASE 1의 결과에서는 수치해석을 통한 결과가 Simamora et al.(2007)에 의한 항력계수의 추정치  $C_{D1}=1.21$ 과 유사하며, FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안하는  $C_{D1}=2.0$ 이 과대평가되고 있음을 확인할 수 있다.

Table 2.3. Average estimated drag coefficients  $C_{D1}$ .

$D/d$	1.0	2.0	2.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	Average value
CASE 1	1.61	1.27	1.23	1.44	1.32	1.00	0.84	1.37	1.26
CASE 2	1.97	0.95	0.92	1.86	1.97	2.03	2.14	2.00	1.73
CASE 3	2.60	2.22	1.80	1.78	1.86	1.81	1.69	1.55	2.01
CASE 4	1.78	1.66	1.61	1.58	1.57	1.49	1.31	-	1.62
CASE 5	2.08	2.20	1.82	1.73	1.69	1.67	1.65	1.62	1.90

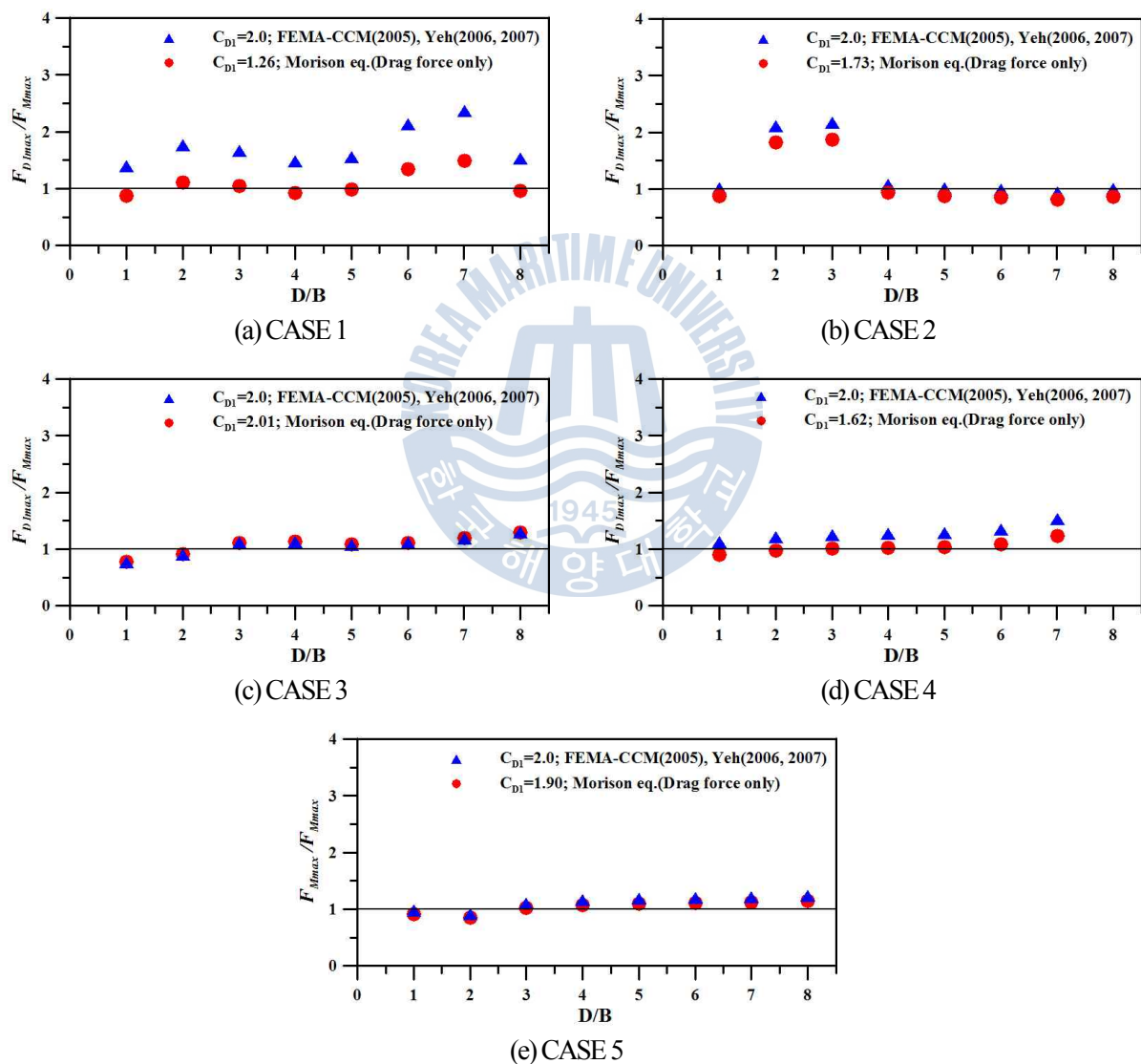


Fig. 2.12. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.

## (2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정

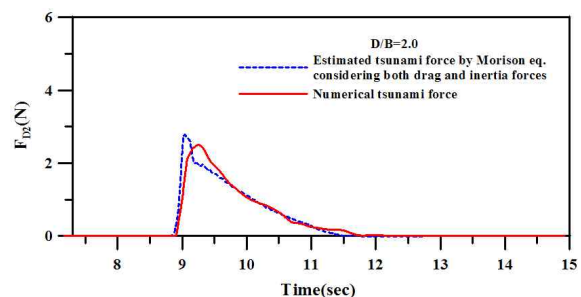
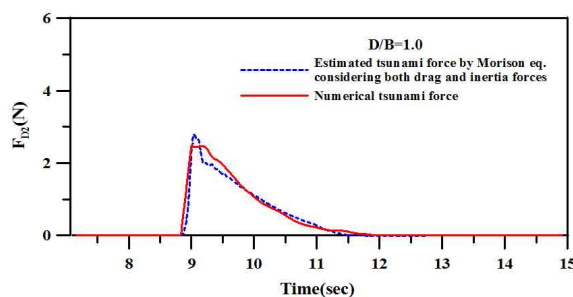
다음의 Table 2.4는 식(2.34)와 (2.35)을 적용하여 산정된 항력계수와 관성력계수와 그의 평균치를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면, 항력계수는 대체적으로 2.0에 가까운 값을 나타내고 있으며, 관성력계수는 약 0.5의 값을 나타냄을 알 수 있다. 여기서 Fujima et al.(2009)은 육상가옥의 경우 항력계수와 관성력계수를 각각 2.0과 1.0으로 제안하고 있으며, 본 연구의 결과와 관성력계수의 차이가 있음을 알 수 있다.

또한, 항력계수에 비해 관성력계수의 값이 추정된 평균항력계수와 평균관성력계수는 CASE 1에서  $C_{D2}=2.0$ ,  $C_M 0.4$ 이며, 육상가옥의 경우 전체 CASE에서 평균값과 대체적으로 유사한 값을 보였다. 더불어, 항력계수 및 관성력계수는  $H_i/h$ 가 증가할수록 작은 값을 나타냄을 알 수 있다.

Fig. 2.13은 Table 2.4에 나타난 각 CASE의 평균항력계수와 평균관성력계수를 적용하여 추정된 지진해일파력과 수치해석에 의한 결과치의 시계열을 대표적으로 CASE 2의 경우에 대해서만 나타낸 것이다. 결과에서 육상저유탱크와 마찬가지로 관성력에 비해 항력이 탁월하며, 추정된 지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현하고 있는 것으로 판단된다.

Table 2.4. Estimated drag and inertia coefficients.

	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4		CASE 5	
	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}$	$C_M$
0.5	2.00	0.05	2.33	0.98	2.38	0.65	2.36	0.27	2.33	0.31
1.0	1.07	0.42	1.04	0.31	2.07	0.66	2.01	0.35	2.04	0.43
1.5	1.03	0.20	0.95	0.48	1.89	0.81	1.86	0.34	1.79	0.41
2.0	2.30	0.36	1.83	0.66	1.80	0.58	1.73	0.34	1.72	0.41
2.5	2.24	0.89	2.03	0.63	1.76	0.67	1.63	0.39	1.64	0.39
3.0	1.90	0.48	1.95	0.55	1.79	0.92	1.67	0.40	1.59	0.40
3.5	2.54	0.28	2.05	0.61	1.71	0.63	1.61	0.35	1.50	0.43
4.0	2.67	0.26	2.07	0.47	1.62	0.65	-	-	1.49	0.42
average values	2.1	0.4	1.8	0.4	1.7	0.5	1.5	0.2	1.5	0.2



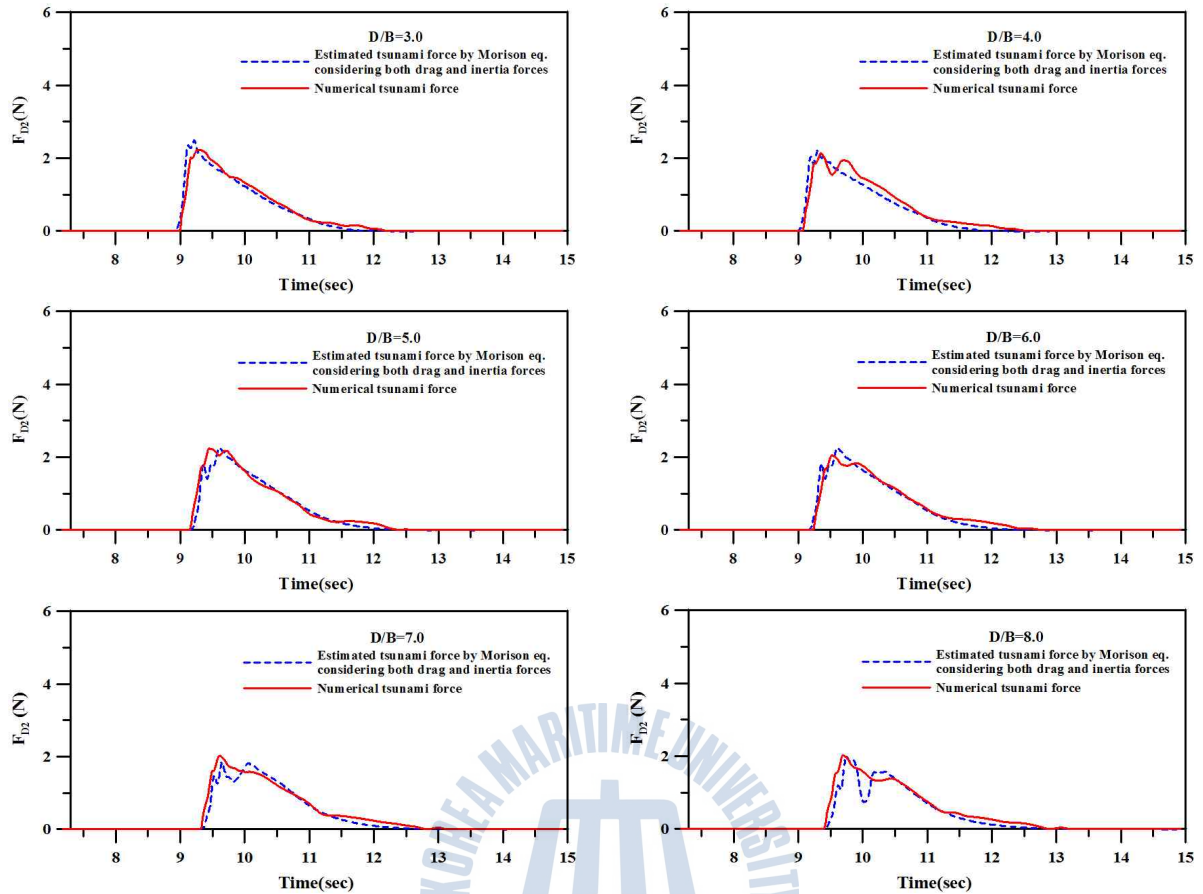


Fig. 2.13. Time variation of the computed and estimated wave forces in the onshore house.

Fig. 2.14는 전체 CASE에서 추정된 최대지진해일파력  $F_{D2max}$ 를 수치해석에 의한 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 로 나누어 무차원한 결과이다. 결과에서  $F_{Dmax}/F_{Mmax}$ 는 1.0에 근접한 값을 나타냄을 확인할 수 있으며, 이로부터 추정된 지진해일파력이 수치해석에 의한 지진해일파력을 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.

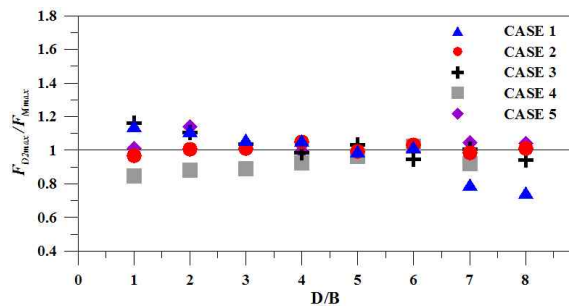
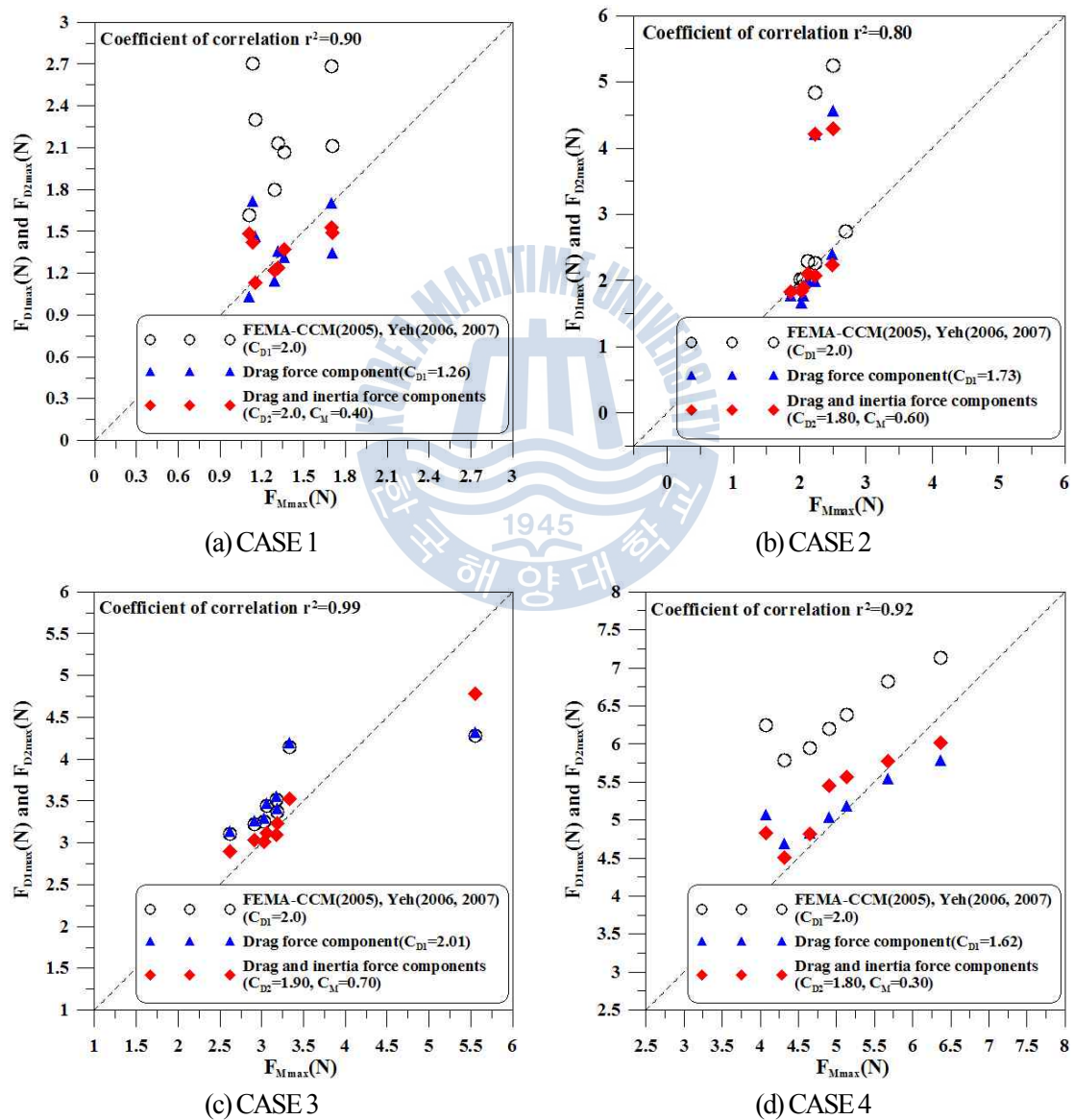


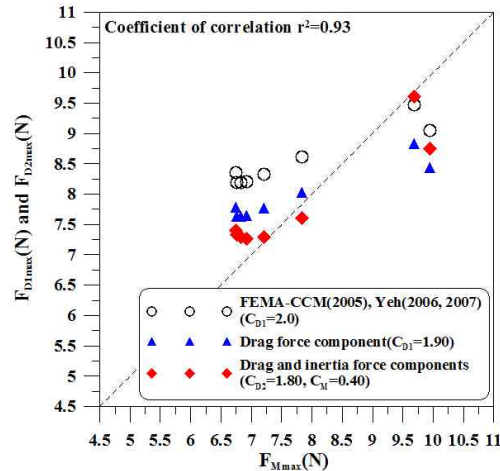
Fig. 2.14. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag and inertia forces and the numerical ones.



다음의 Fig. 2.15는 2.12, 2.13 및 2.14의 결과를 바탕으로 추정치와 수치해석치의 관계로 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안한 항력계수로 추정된 지진해일파력은  $H_i/h$ 가 낮은 경우 전술한 바와 같이 다소 과대평가되어 있으나  $H_i/h$ 가 큰 경우 항력만을 고려하여 추정된 최대지진해일파력  $F_{D1max}$ 와 유사한 값을 보였다. 그리고, 항력만을 고려하여 추정한 지진해일파력보다 항력 및 관성력을 모두 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석의 결과를 보다 잘 재현하고 있음을 알 수 있다. 이로부터 고정도의 지진해일파력의 평가를 위하여 항력만을 고려하여 추정한 방법보다 항력과 관성력을 동시에 고려하여 추정한 방법이 더 적절함을 확인할 수 있다.







(e) CASE 5

Fig. 2.15. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the onshore house.

## 2.6 교량에 작용하는 지진해일파력의 평가

본 절에서는 육상구조물 중에 연안교량에 작용하는 지진해일파력을 평가하기 위하여 수치해석을 실시하였다. 실험에 사용된 3차원수치파동수로는 Fig. 2.16과 같이 전술한 저유탱크와 가옥의 경우와 동일하나 모형교량의 길이에 맞게 폭이 수정되었다. 그리고 교량모형의 제원은 길이 790cm, 폭 36cm이며, Fig. 2.17은 적용된 모형교량의 상세한 제원을 나타낸다. 모형교량은 2004년 인도양지진해일 당시 인도네시아에서 실제로 약 4m가량 이동하는 피해를 받은 Lueng le Bridge의 거더를 포함한 상부구조물의 길이, 폭, 높이를 1:54로 축척한 값을 사용한다. 또한, 수치해석의 적용성을 위하여 거더수를 5개에서 3개로 수정하였다.

교량은 1:3의 경사 후 수심  $h_0$ 가 3cm로 일정한 지점에 위치하고 있으며, 입사파고  $H_i$ 와 수심  $h_1$ 의 비는 0.067, 0.083, 0.10, 0.12이다. 이 때,  $H_i/h_1 = 0.067$ 인 경우를 제외한  $H_i/h_1 = 0.083, 0.10, 0.12$ 의 경우 모두 교량을 월파한다. 측정요소는 교량에 작용하는 수평 및 연직방향의 파력이며, 작용파력의 추정을 위한 변수는 교량이 존재하지 않을 때 교량의 위치에서 수위변동과 유속이다.

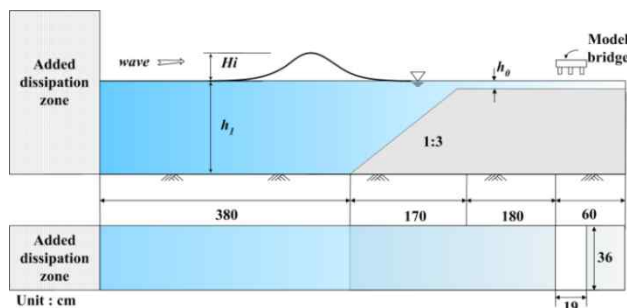


Fig 2.16. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on the bridge.

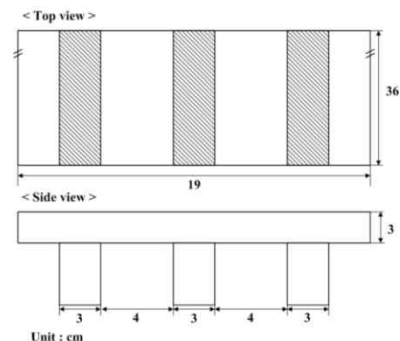


Fig 2.17. Definition sketch of model bridge.

## 2.6.1 수치해석에 의한 지진해일파력

Fig 2.18은 교량에 작용하는 지진해일파의 수평 및 연직방향파력을 나타낸다. 여기서 상판과 거더를 포함한 전체 교량에 작용하는 파력을 나타내며, 수평파력은 지진해일파의 진행방향, 연직파력은 위쪽 방향이 양이다. 수평파력의 경우 전 CASE에서 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대파력을 나타내며, 이후 완만하게 감소함을 알 수 있다. 연직파력에서 CASE 1의 경우 작용파력은 지진해일파가 교량에 도달하는 순간 최대값을 나타내지 않으며, 점차 증가하다가 약 0.2~0.3sec가 지난 후 최대값을 나타내고 이후 점차 감소하는 경향을 나타낸다. 또한, 지진해일파가 교량을 월파하지 않았다. 그리고, 지진해일파가 교량을 월파하는 CASE 2, 3 및 4의 경우 연직파력은 CASE 1과 마찬가지로 지진해일파가 교량에 도달한 후 0.2~0.3sec가량 지난 뒤에 최대값을 나타내며, 이 후 점차 감소하다가 교량을 월파한 지진해일파력, 즉 상판의 위에서 아래로 작용하는 파력이 교량의 아랫면에서 작용하는 파력에 비해 상대적으로 커지면서 작용파력은 음(-)의 값을 나타낸다. 이 때 CASE 4에서 (-)15N으로 가장 큰 값을 나타낸다. 또한,  $H_i/h_1$ 이 클수록 지진해일파가 구조물에 도달하는 시간이 빠르며, 수평 및 연직파력이 큰 값을 나타낸다.

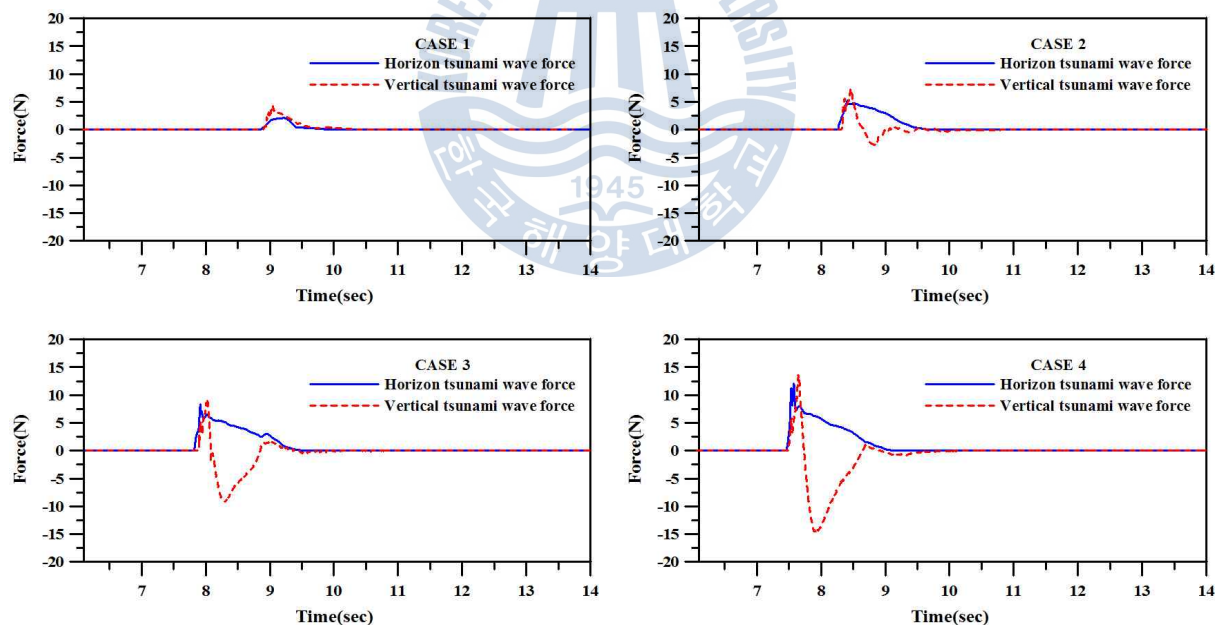
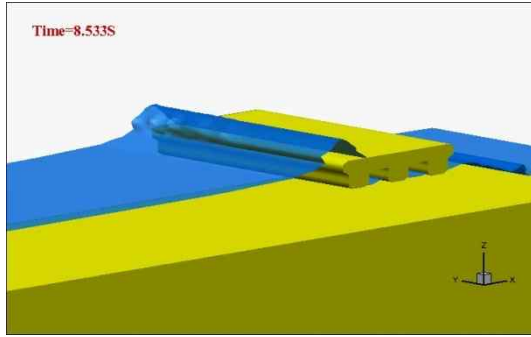
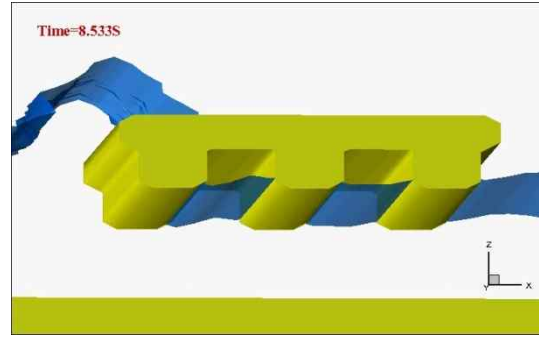


Fig 2.18. Time variation of the wave force.

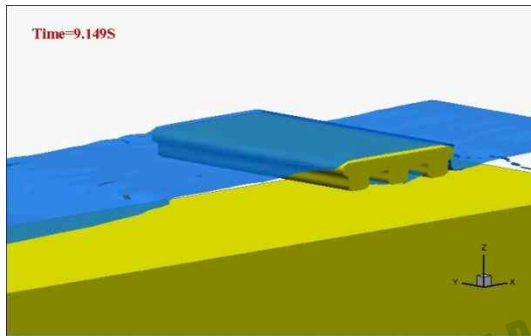
다음의 Fig 2.19는 CASE 2에서 시간에 따른 수위변동의 경시변화를 나타낸 것으로, 고립과 조파후 8.533s와 9.149s에 대하여 교량의 정면과 측면에 수위변동 상황을 나타낸다.



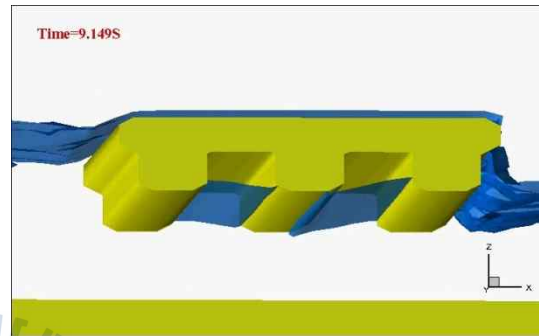
(a) Front view at 8.533sec



(b) Side view at 8.533sec



(a) Front view at 9.149sec



(b) Side view at 9.149sec

Fig. 2.19. Snapshots of fluctuation of simulated tsunami height.

## 2.6.2 지진해일파력의 추정

연안교량에 작용하는 지진해일파력을 추정하기 위하여 구조물이 존재하지 않을 때 구조물의 위치에서 수위변동 및 유속을 측정하였다. 지진해일파력 추정은 CASE 1을 제외한 CASE 2, 3 및 4에 대해서 실시하였으며, 각 CASE의 수위변동, 수평 및 연직유속을 Fig. 2.20에 나타내었다. Fig. 2.20에 대한 전체적인 경향은 수위변동 및 유속 모두 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대값을 나타내며, 이후 완만하게 감소함을 알 수 있다.  $H_i/h_i$ 가 커질수록 수위는 약간 커지나 유속의 차이는 거의 없는 것으로 나타났다.  $H_i/h_i$ 의 차이에 따른 수위 및 유속의 형상에서 차이가 거의 없는 유사한 시간과형을 나타낼 수 있다. 또한, 연직유속은 수평유속에 비해 그 값은 매우 미소함을 알 수 있다. 본 연구에서는 교량에 대한 지진해일파력의 추정은 수평파력만을 대상으로 하였다.

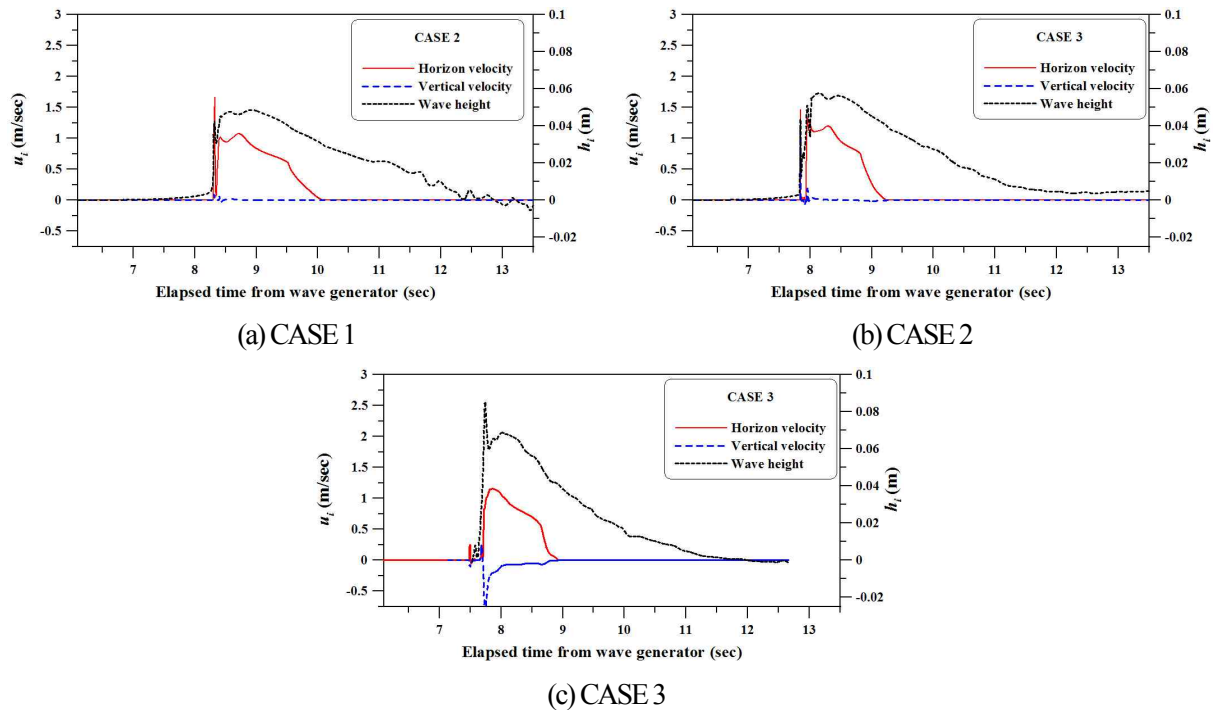


Fig. 2.20. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the bridge.

### (1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정

항력만을 고려한 지진해일파력의 추정에 육상저유탱크 및 가옥과 마찬가지로 식(2.31)을 이용하였다. 또한, 다음의 식(2.38)은 교량에 대한 항력계수를 나타내는 설계기준치(Japan road association, 1996)이며, 본 연구의 모형교량에서는 식(2.38)을 통하여  $C_{D1} = 1.56$ 이라는 값이 산정된다. 그리고, 수평파력을 대상으로 적용된다.

$$C_{Dx} = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/T) & 1 \leq B/T \leq 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/T \end{cases} \quad (2.36)$$

여기서,  $B$ 는 교량의 폭,  $T$ 는 거더를 포함한 교량의 전체 높이이다.

다음의 Fig. 2.21은  $F_{Mxm ax}$ 과  $(h_i u_i^2)_{m ax}$ 를 식(2.31)에 적용하여 산정된 항력계수  $C_{D1x}$ 와 침수율의 관계를 나타낸 것이다. 여기서, 침수율은 교량의 위치에서의 침수심고와 바닥에서 모형교량까지의 거리  $h_c$ 의 비이며 가로축을 나타내며, 세로축은 항력계수를 나타낸다. Fig. 2.21에서 침수율이 커질수록 항력계수는 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 산정된  $C_{D1}$ 은 CASE 2, 3 및 4 각각 1.40, 1.05, 1.02로 그의 평균 값은 1.16이며,  $H_i/h_1$ 의 값에 따라 다소 차이가 있음을 확인하였다. 그리고, Fig. 2.22은 본 연구에서 산정된  $C_{D1}$ 를 적용하여 추정된 최대지진해일파력  $F_{D1xm ax}$ 와 수치해석치를 비교하여 나타낸 것이며, 설

계기준에 의해 추정된  $F_{D1xm ax}$ 를 병기한다. 그 결과, CASE 2를 제외한 CASE 3, 4에서 산정된  $C_{D1x}$ 에 의해 추정된  $F_{D1xm ax}$ 는 수치해석치를 잘 재현하고 있는 것으로 판단되며, CASE 2의 경우 설계기준에 의해 추정된  $F_{D1xm ax}$ 가 수치해석치와 더 일치함을 알 수 있다.

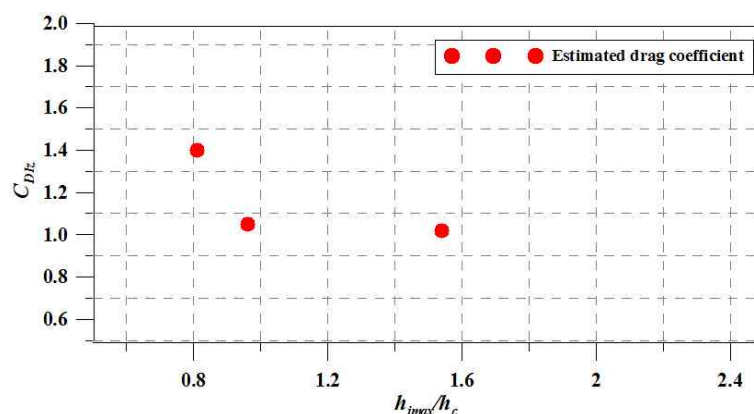


Fig. 2.21. Estimated drag coefficients.

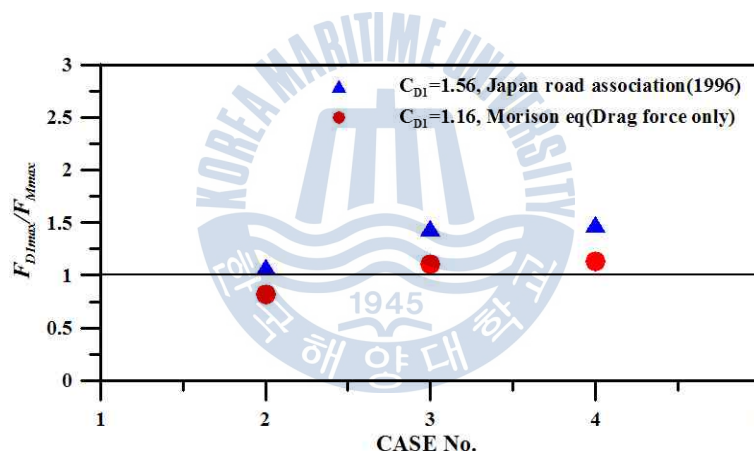


Fig. 2.22. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.

## (2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정

수치해석에 의해 측정된 수평파력과 침수심 및 유속을 식(2.32)에 적용하여 식(2.34), (2.35)의 과정을 통하여 추정된 항력계수와 관성력계수를 Table. 2.5에 나타내었다. 전체 CASE에 대한 평균항력계수 및 평균관성력계수는 각각 0.44, 0.17이다. 이는 전술한 육상저유탱크와 가옥에 비해 다소 작은 값을 나타낼 수 있다. 그리고 Fig. 2.23에 나타난 추정파력과 수치해석에 의한 파력의 시간이력을 통해 추정파력이 수치해석의 형상을 잘 재현하는 것으로 판단된다.

Table 2.5. Estimated drag and inertia coefficients.

$C_{D2}, C_M$	$C_{D2}$	$C_M$	$C_{D2}, C_M$	$C_{D2}$	$C_M$
CASE 2	0.46	0.16	CASE 3	0.41	0.14
CASE 4	0.45	0.22	Average	0.44	0.17

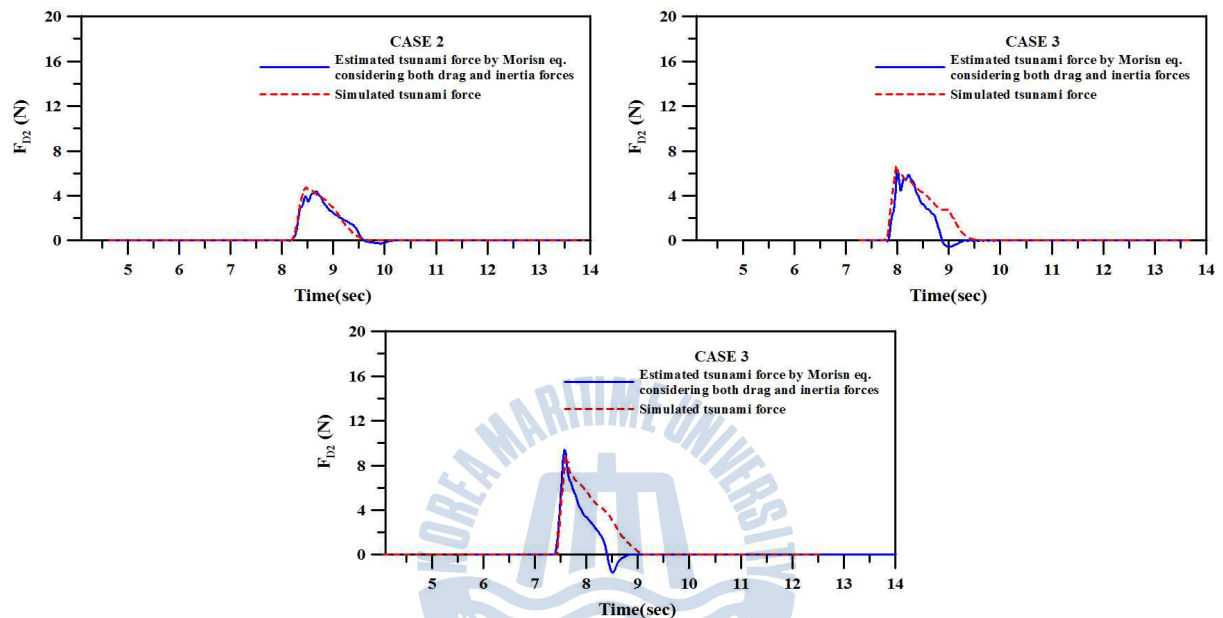


Fig. 2.23. Time variation of the computed and estimated wave forces in the bridge.

다음의 Fig. 2.24은 Fig. 2.22와 2.23에서 추정된 최대지진해일파력을 나타낸 것으로, 각각의 추정법과 설계기준 및 수치해석치를 동시에 비교·검토한다. Fig. 2.24를 통하여 CASE 2를 제외한 나머지 결과에서 설계기준  $C_{D1} = 1.56$ 에 의해 추정된 지진해일 파력에 비해 항력만을 고려한 추정법이 더 수치해석치에 가까우며, 그리고, 항력만을 고려한 방법에 비해 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 수치해석치에 더 가까운 것을 알 수 있다. 여기서, 각 방법에 의한 결과의 차이는 미소하나 지진해일파력의 추정 에 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 가장 적합함을 확인하였다.



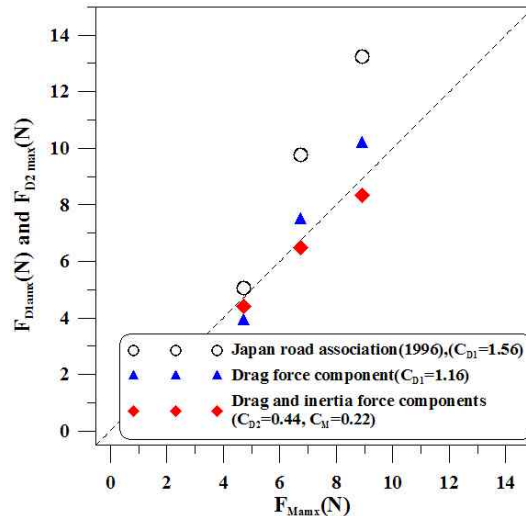


Fig. 2.24. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the bridge.

## 2.7 결론

본 연구에서는 대상구조물로 육상저유탱크와 가옥 및 교량을 상정하여 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 검토하였다. 육상저유탱크와 교량의 경우 호안과 육상구조물간의 이격거리와 지진해일파고의 변화에 따른 작용파력을 검토하였으며, 교량의 경우 지진해일파고의 변화에 따른 작용파력을 검토하였다. 지진해일파력해석을 위하여 TWOPM-3D를 적용하여 침수심과 유속의 시간변화를 산정하고, 이를 이용하여 Morison 식(2.31)과 (2.32)로부터 지진해일파력을 추정한 각각의 결과치에서 차이를 확인하고, 기존의 설계기준치와 비교·분석하였다. 이로부터 얻어진 본 연구의 주요한 사항을 아래에 기술한다.

### 2.7.1 육상저유탱크

- ① 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력은 전체 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나  $H_i/h$ 가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다.
- ② 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력의 평가에서 산정된 항력계수는 전 CASE에서 1.0에 가까운 값을 나타내었으며, 산정된 항력계수로 추정된 최대지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현함을 확인하였다. 또한, 추정된 최대지진해일파력을 통해서  $C_{D1} = 1.2$ 로 주어지는 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006,2007)에 의한 결과가 다소 과대평가되고 있음을 확인하였다.
- ③ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정할 경우 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 각 CASE의

항력계수 및 관성력계수는  $H_i/h$ 가 적은 값일수록 큰 값을 나타내었으나, 그 차이는 미소하며, 전체적으로 비슷한 값을 나타내었다.

- ④ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.

## 2.7.2 육상가옥

- ① 육상가옥에 작용하는 지진해일파력은 전체 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나  $H_i/h$ 가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다. 그러나, 쇄파의 영향으로 지진해일파력이 증가하는 경우도 존재하였다.
- ②육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가에서 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력의 경우 각 CASE에서 산정된 평균항력계수는 약 1.7의 값을 나타냈으며,  $H_i/h$ 가 커질수록 설계기준  $C_{D1}=2.0$ 와 근사한 값을 나타내었다. 그리고, 산정된 평균항력계수에 의해 추정된 최대지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현하였다.
- ③항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 파가 구조물에 비딛히는 순간 가속도가 크게 나타나므로 관성력이 크게 나타날 수는 있지만 전체적으로 보아 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 전 CASE에서 평균항력계수 및 평균관성력계수의 값은 대체적으로 유사한 값을 나타내었으나,  $H_i/h$ 가 커질수록 평균항력계수 및 평균관성력계수는 감소하였다.
- ④항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.

### 2.7.3 연안교량

- ① 교량의 경우 시간에 따른 지진해일파력에서 수평파력은 저유탱크 및 가옥과 비슷한 변화양상을 나타내는 반면, 연직파력은 시간의 경과에 따라 교량을 월파한 지진해일파에 의해 연직하향방향의 값을 가지는 파력이 존재하였다.
- ② 교량에 작용하는 수평지진해일파력의 항력만을 고려한 추정법에 의하여 산정된 평균항력계수는  $C_{D1} = 1.16$ 이며, 이에 의해 추정된 최대지진해일파력은 설계기준  $C_{D1} = 1.56$ 에 의해 산정된 최대 지진해일파력에서 CASE2를 제외한 CASE3,4의 경우 수치해석치를 잘 재현하는 것으로 나타났다.
- ③ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정한 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.
- ④ 교량의 경우 단면의 형상이 다양하기 때문에 사각형구조물과 동일한 방법으로 지진해일파력을 추정하기 어려운점이 있을 것으로 판단되며, 보다 더 정확성을 위하여 다양한 조건에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

## <참고문헌>

- 김도삼 (2011). 해안환경공학. 구미서관.
- 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수. (2001). VOF법에 기초한 불투과잠재 주변파동장의 수치해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, Vol. 21, No. 5B, 551-560.
- 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼. (2008). 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석, 한국해양해양공학학회논문집, 한국해양해양공학회, Vol. 20, No. 1, 1-13.
- 이광호, 하선욱, 이귀섭, 김도삼 (2011). 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력의 3차원수치해석, 대한토목학회 논문집, Vol. 31, No. 2B, 175-185.
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002). Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics - multi - dimensional flow analysis, Corona Publishing Co., LTD.Tokyo, Japan.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H (1970). The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow. Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, LosAlamos, N.M.
- Araki, S., Ishino, K., Degochi, I. (2010). Characteristics of tsunami fluid force acting on girder bridge. Proceedings of 20th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, 775-779.
- Araki, S., Sakahita, Y., Degichi, I. (2010). Characteristics of horizontal and vertical tsunami force acting on bridge beam. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering), Vol. 66 , No. 1, 796-800.
- Arikawa, T., Ikebe, M., Yamada, F., Shimosako, K., and Imamura, F. (2005). Large model test of tsunami force on a revement and on a land structure., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 52, 746-750.
- Arikawa, T., Yamada, F. and Akiyama, M. (2005). Study of the applicability of tsunami wave force in a three-dimensional numerical wave flume., Ann. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 52, 46-50.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000). An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, 911-915
- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987). Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Engrg., Vol. 11, 93-113.
- FEMA-CCM (2005). Coastal Construction Manual. FEMA 55 Repot, Edition 3, FEMA, USA.
- Fenton, J. (1972). A ninth-order solution for the solitary wave., J. of Fluid Mech., Vol. 53, No.2, 257-271.
- Fujii, N., Ohmori, M., Ikeya, T. and Inagaki, S. (2006). Evaluation of Tsunami Wave Force Acting on Oil Stotage Tanks and Predictive Method for Tsunami Damages. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol.53, 271-275.
- Fujima, K., Achmad, F., Shigihara, Y. and Mizutani, N. (2009). Estimation of Tsunami force Acting on Rectangular Structures. J. of Disaster Research. Vol.4 No.6, 404-409.

- Fukui, Y., Nakamura, M., Shiraishi, H. and Sasaki, Y. (1963). Hydraulic study on tsunami., Coastal Engrg. in Japan, Vol. 6, 67-82.
- Grimshaw, R. (1971). The solitary wave in water of variable depth: Part 2., J. Fluid Mech., Vol. 46, 611-622.
- Hinatsu, M. (1992). Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, pp. 1-11.
- Hirt, C.W and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries. J. Comput. Phys., Vol. 287, 299-316.
- Iemura, H., Pradono, M., H., Takahashi, Y. (2005). Report on the Tsunami Damage of Bridges in Banda Aceh and Some Possible Countermeasures, Proceedings of 28th Earthquake Engineering Symposium (CD-ROM), JSCE.
- Ikeya, T., Akiyama, S., Fujii, N. and Ohmori, M. (2005). Evaluation of Tsunami Wave Force Acting on Oil Storage Tanks and Predictive Method for Tsunami Damages. Journal of social safety science, Vol.7, 307-314.
- Japan road association (1996). Part 1 Design specifications of highway bridges. Tokyo (in japan).
- Kunugi, T.(2000). MARS for multiphase calculation., CFD J., Vol. 9, No.1, IX-563.
- Miyata, H. and Nishimura, S. (1985). Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration., J. Comput. Phys., Vol.60, 391-436.
- Mizutani, S. and Imamura, F. (2002). Design of coastal structure including the impact and overflow on tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 49, 731-735.
- Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991). Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field., Fluid Dyna. Res., Vol. 8, 231-251.
- Rudman, J.D.(1997). Volume-tracking methods for interfacial flow calculations., Int. J. Numer. Methods in Fluids, Vol. 24, 671-691.
- Shigihara, Y., Fujima, K., Kosa, K. (2010). Reevaluation of tsunami force acted on the bridges of the neighborhood of banda aceh in the 2004 indian ocean tsunami. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering), Vol. 66, No. 1, 231-235.
- Shoji, G., Hiraki, Y., Fujima, K., Shigihara, Y. (2010). Experimental study on fluid force acting on a bridge deck subjected to plunging breaker bores and surging breaker bores. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering), Vol. 66, No. 1, 801-805.
- Shoji, G. and Moriyama, T. (2007). Evaluation of the structural fragility of a bridge structure subjected to a tsunami wave load. Journal of Natural Disaster Science, Vol. 29, No. 2, 73-81
- Shoji, G., Moriyama, T., Fujima, K., Shigihara, Y., Kasahara, K. (2009). Experimental study associated with a breaking tsunami wave load acting onto a single span bridge deck. Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol. 55A, 460-470.

- Simamora, C., Shigihara, Y. and Fujima, K. (2007). Experimental Study on Tsunami Forces Acting on Structures. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol.54, 831-835.
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations. Mon. Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, 99-164.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994). GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains., J. of Comput. Phys., Vol. 110, 171-186.
- Xiao, H. and Huang, W. (2008). Numerical modeling of wave runup and forces on an idealized beachfront house., Ocean Engrg., Vol. 35, 106-116.
- Yeh, H. (2006). Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg., ASCE, Vol. 132, No.6, 496-500.
- Yeh, H. (2007). Design tsunami forces for onshore structures. J. of Disaster Research, Vol. 2, No.6, 1-6.
- 首藤伸夫(1987). 津波来襲時の石油に関する災害. 東北大学工学部津波防災実験所研究報告, 第4号, 42-60.





---

# 3장 지진 및 지진해일파를 동시에 고려한 해안안벽의 안정성평가

---

## 3.1. 서언

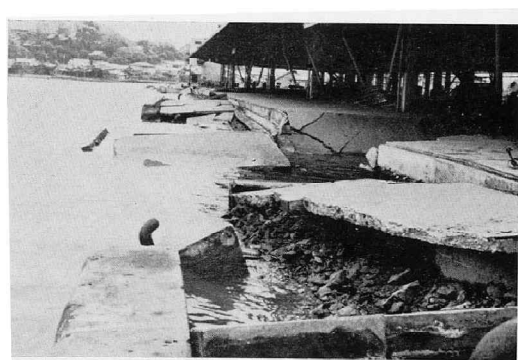
2011년 3월 11일 일본에서 발생한 규모 9.0의 강진에 의한 지진해일이 발생하였다. 이로 인해 일본 미야기현을 중심으로 일본전역에 막대한 피해를 받았으며, 특히 원자력발전소가 큰 피해를 입어 사상 초유의 사태가 발생하였다. 또한, 2만 5000명의 사상자를 발생시켰고, 항만과 어항, 공항 및 교량 등 다양한 육·해상구조물들이 피해를 받은 것으로 알려져 있다. 이처럼 최근 몇 년간 칠레, 인도네시아, 터키, 멕시코 등 세계 각국에서 지진 및 지진해일이 발생하고 있으며, 국내의 지진발생 수도 계속해서 증가하고 있는 추세이다. 또한, 최근 수 십년간 지진동기록이 나타나고 있지 않는 지진공백역은 상당한 잠재에너지를 가진 것으로 알려져 있고, 향후 지진활동이 발생할 가능성이 높으며, 이에 따른 지진해일 발생으로 큰 피해가 예상되고 있다(김도삼, 2011). 이로써 우리나라 역시 지진과 지진해일에 대하여 안전지대라고 할 수 없다.

일반적으로 지진해일은 해저지진과 같이 지층의 수직이동에 의해 발생하며, 실제로 우리나라에 피해를 준 1993년 북해도 남서외해지진 역시 일본의 경우 지진 발생 3분 후에 연안으로 지진해일이 내습하였으며(Shuto and matsutomi, 1995), 우리나라의 경우 약 1시간 30분이 경과한 후에 지진해일이 내습하였다(김도삼, 2011). 따라서, 지진과 지진해일을 별개의 외력으로 보기 힘들며, 두 힘이 동시에 육·해상구조물에 작용하게 되면 구조물의 안정성에 큰 차이가 있을 것으로 판단된다. 특히 Photo. 1과 같이 해안안벽의 경우 지진 및 지진해일의 작용으로 인하여 파괴가 되면 안벽배후 지역의 피해와 이후 복구작업에 문제가 있을 것으로 판단된다. 이러한 해안안벽의 안정성에 대한 초기의 연구들은 대부분 지진 혹은 지진해일만이 작용한 경우에 대하여 해안안벽의 안정성을 평가하고 있다. 해안안벽의 안정성에 대한 기존의 연구는 지진횡토압에 대한 Okabe (1924), Mononobe and Matsuo(1929), Matsuo and Ohara(1960), Richards and Elms(1979), Morrison and Ebeling(1995), Choudhury and Subba Rao(2002), Choudhury et al.(2004), Choudhury and Nimbarkar(2005)의 연구가 있으며, 지진횡토압과 지진에 의한 동수압에 대한 연구로 Chakrabarti et al.(1978), Ebeling and Morrison(1992), Kim et al.(2005), Nozu et al.(2004) 등이 있다. 또한, 지진해일의 의한 구조물에 작용하는 파력에 관한 연구로 Yeh. H(2006), Asakura et al.(2000)등이 있다. 지진 및 지진해일을 동시에 고려하여 안정성을 평가한 연구는 대표적으로 Choudhury et al. (2007a)과 본 연구의 선행연구인 이

광호 등(2011)의 연구가 있다. Choudhury et al. (2007a)은 한계평형상태해석법을 적용하여 지진과 지진해일 파가 동시에 작용하는 경우에 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 수행하였으며, 이광호 등(2011)은 수치해석을 통하여 얻은 지진해일파력을 적용하여 수동과 주동상태에서의 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성평가를 실시하였다.



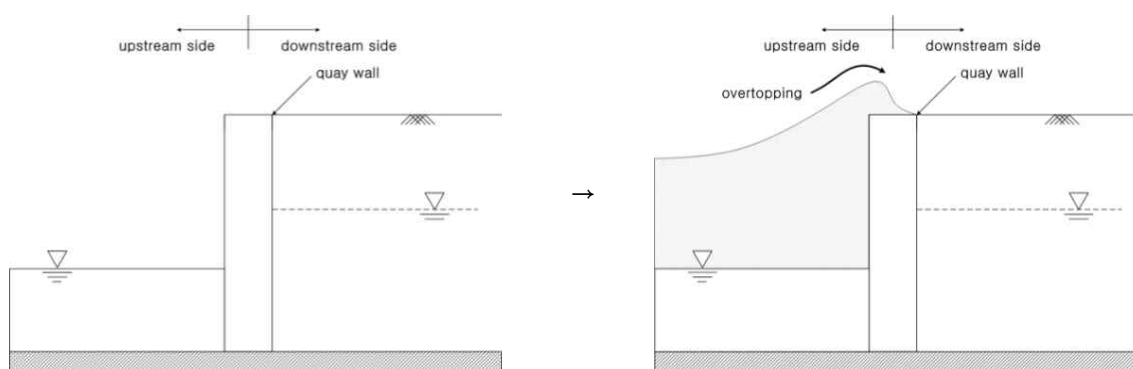
(a) Damage by southwest Hokkaido earthquake tsunami(1993).



(b) Damage by chilean tsunami(1960).

Photo. 3.1 Photo of quay wall damaged by tsunami.

지진과 지진해일이 동시에 작용하는 경우 해안안벽에 작용하는 힘은 기본적으로 토압, 지진력, 정수압, 지진동수압 및 지진해일파력에 의한 힘 등으로 나눌 수 있다. 이러한 힘들은 동시에 작용하므로 해안안벽의 설계가 매우 복잡해진다. 또한, Fig. 3.1과 같이 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우에 안벽의 뒷채움재에서 지하수위가 상승하면서 안벽에 작용하는 동수압이 발생하여 안벽의 안전율에 큰 변화를 발생시킬 것으로 판단된다. 일례로 2011년 동일본대지진 당시 이와테현에서 지진해일파가 지진해일 안벽을 월파하여 안벽이 파괴되고 안벽배후의 저지대에 위치한 가옥들이 피해를 받은 것으로 보고되었다(이광호 등, 2011). 그러나, 기존의 연구들은 지진해일파가 안벽을 월파하지 않는다는 가정하에 이루어졌으며, 현재까지 지진해일파가 월파한 경우의 안벽의 안정성을 평가한 연구는 수행되지 않은 것으로 판단된다.



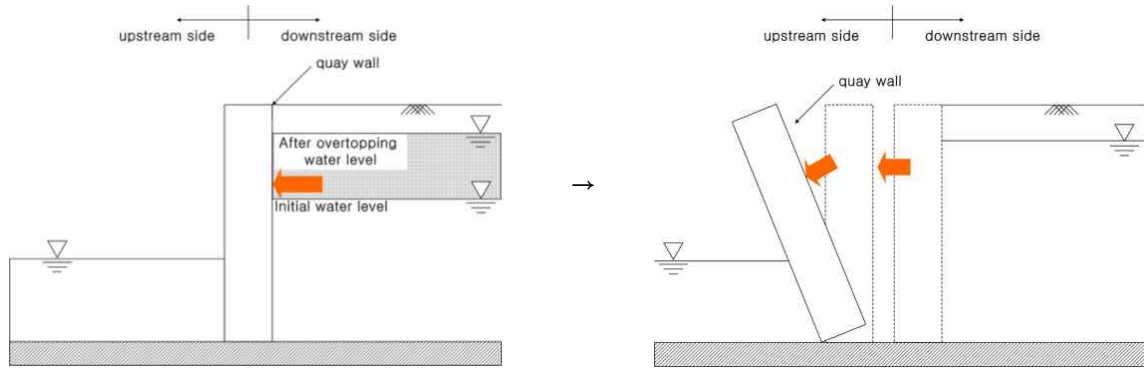


Fig. 3.1. Failure process of quay wall by tsunami.

이상으로부터 본 연구에서는 뒷채움재를 투과성재료로 가정하고, 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우를 상정한다. 그리고, 지진해일파고와 뒷채움재내에서 지하수위고의 변화에 따른 작용력의 평가에 TWOPM-3D(3-D one field Model for immiscible TWO-Phase flows)를 적용하여 해안안벽에서 안정성의 시간 변화특성을 수치적으로 검토한다. 이로부터 해안안벽의 안전율에 영향을 주는 변수인 지진해일파고  $h_i$ , 뒷채움재의 무차원 지하수위  $h_{wd}/H$ , 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ , 간극수압비  $r_u$  등의 변화에 따른 안정성평가를 실시하였으며, 지진해일만을 고려한 경우에 대해서도 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우의 안정성평가를 실시하였다.

## 3.2 지진해일파력의 직접적인 산정을 위한 수치해석이론

### 3.2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-field model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(2.1) 및 식(2.2)~(2.4)와 같이 단일의 연속방정식(2.1)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식(2.2)~(2.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (2.37)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.38)$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{xy} + 2\hat{v}D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{xz} + 2\hat{v}D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\
& \quad - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \\
& \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} \\
& + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\
& \quad - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y}
\end{aligned} \tag{2.39}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} \\
& + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz})
\end{aligned} \tag{2.40}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \\
& q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases}
\end{aligned} \tag{2.41}$$

여기서,  $t$ 는 시간,  $u, v, w$ 는  $x, y, z$ 방향에 대한 각 유속성분,  $p$ 는 압력,  $g$ 는 중력가속도,  $\tau_{ij}$ 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력,  $D_{ij}$ 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분,  $F_s$ 는 표면장력에 의한 체적력,  $\lambda$ 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수,  $\hat{\rho}$ 는 밀도,  $\hat{v}$ 는 동점성계수를 각각 나타낸다.  $q^*$ 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는  $x=x_s$  이외의 영역에서는 0으로 주어진다.  $\delta_x$ 는  $x=x_s$ 를 포함하는  $x$ 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2.2)~(2.4)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단 상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

### 3.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 외에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky model에서는 난류응력  $\tau_{ij}$  를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \quad (2.42)$$

여기서,  $\nu_e$ 는 와동점계수로 다음의 식(2.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭)  $\Delta$ 와 변위-응력텐서  $D_{ij}$ 의 강도에 비례한다.

$$\nu_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (2.43)$$

여기서,  $C_s$ 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는  $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이  $\Delta$ 와 변위-응력텐서  $D_{ij}$ 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (2.44)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (2.45)$$

### 3.2.3 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나, 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며, 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.



VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수  $F$ 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면  $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도  $\hat{\rho}$ 와 동점성계수  $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk} \quad (2.46)$$

$$\hat{\nu}_{ijk} = F_{ijk} < \nu_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \nu_a >_{ijk} \quad (2.47)$$

여기서, 첨자  $w$  및  $a$ 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로서 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (2.48)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기  $\nabla F$ 에 의해 결정된다.

### 3.2.4 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식(2.1)~(2.4) 및 VOF함수의 이류방정식(2.12)는 직교교호격자를 적용한 유한차분법에 의해 이산화된다. 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다.

SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은  $n + 1$ 의 시간스텝에서 임시유속  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.49)$$

$$\frac{\tilde{v} - v^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.50)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \left[ - \left( u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.51)$$

여기서,  $VS$ 는 점성항,  $SOR$ 은 소스항,  $EXT$ 는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식(2.13)~(2.15)의 임시유속장에 대한 Poisson



방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (2.52)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (2.53)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (2.54)$$

여기서,  $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식 (2.19)로부터 압력보정  $\delta p$ 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터  $\delta p$ 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial z^2} = -\frac{1}{\Delta t} \left( \frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (2.55)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

### 3.2.5 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 연성해석을 위해 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen & Larsen, 1987; 이광호 등, 2008) 및 무반사조파시스템을 위한 감쇠역이 고려된다. 조파소스에 의한 조파방법을 제안한 Brorsen and Larsen (1987)은 조파소스를 사용하여 조파시킬 때 해석영역의 양방향( $x$ 의 (+)방향과  $x$ 의 (-)방향)으로 파랑이 전달되기 때문에 식(2.20)과 같은 조파소스강도  $q$ 를 제안하고 있다.

$$q = 2U_0 \quad (2.56)$$

여기서,  $U_0$ 는 발생파의 수평유속성분을, 계수 2는 조파소스에 의한 파의 발생시 해석영역의 양방향으로 파진행을 각각 나타낸다. 본 연구에서는 조파소스강도  $q$ 로서 식(2.21)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속  $U_0$ 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh}[E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{C_b + C_c\}] \quad (2.57)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_a &= -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right) \\ C_b &= \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right) \\ C_c &= \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^4 \left(-\frac{3}{8}S^2 + \frac{45}{16}S^4 - \frac{45}{16}S^6\right) \end{aligned} \quad (2.58)$$

$\bar{z}$ 는 물입자의 평균위치를 나타내며  $E_s$ 와  $S$ 는 다음의 식(2.23), 식(2.24)와 같이 각각 정의된다.

$$E_s = H_i/h \quad (2.59)$$

$$S = \text{sech } \alpha \hat{x} \quad (2.60)$$

그리고, 식(2.24)에서  $\alpha$ 와  $\hat{x}$ 는 식(2.25)과 식(2.26)으로 각각 주어지며, 식(2.26)의  $C$ 는 3차근사에서 고립파의 파속으로 식(2.27)로 표현된다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}E_s} \left\{1 - \frac{5}{8}E_s + \frac{71}{128}E_s^2\right\} \quad (2.61)$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - Ct}{h} \quad (2.62)$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^2 + \frac{3}{56}E_s^3\right] \quad (2.63)$$

Ohyama and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에 구조물이 설치된 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연직적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 식(2.28)을 고려하였다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (2.64)$$

여기서,  $\eta_s$ 와  $\eta_0$ 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 조파소스에 의해 기대되는 수위변동  $\eta_0$ 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

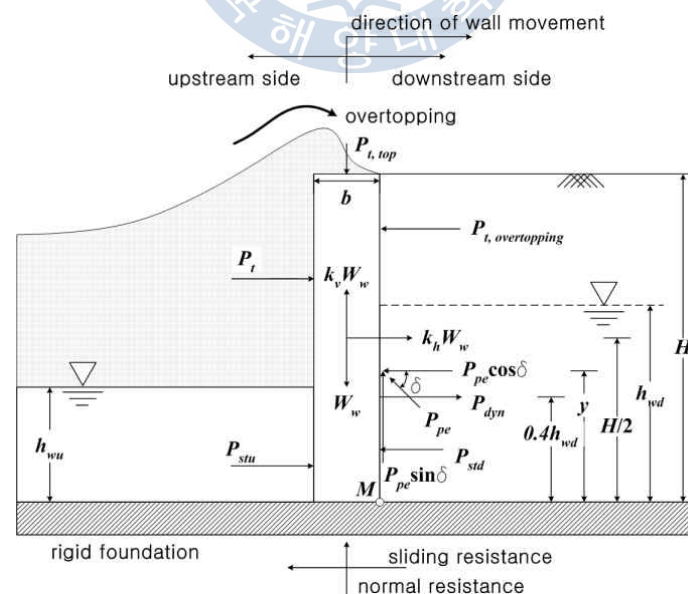
$$\eta_0 = h \left[ 1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left( \frac{5}{8} S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80} S^4 \hat{t}^2 \right) \right] \quad (2.65)$$

여기서,  $\hat{t}$ 는 다음의 식(2.30)과 같이 주어진다.

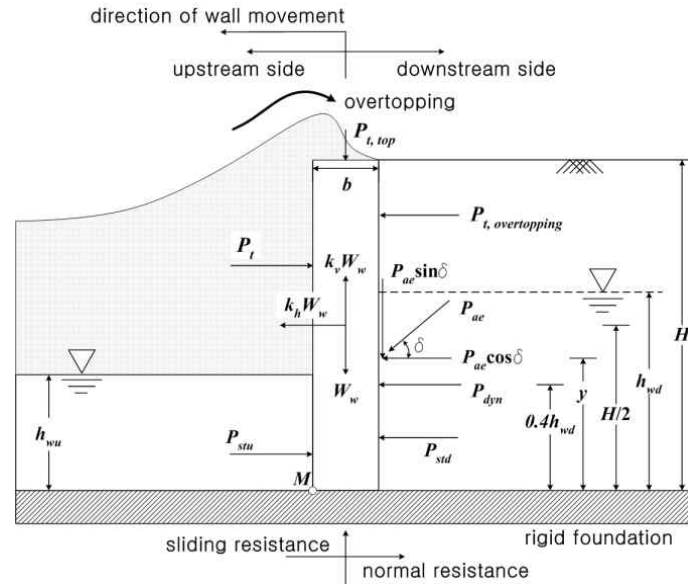
$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - Ct}{h} \quad (2.66)$$

### 3.3. 해안안벽의 안정성해석을 위한 이론적 배경

본 연구에서는 해안안벽의 안정성평가를 위하여 Fig. 3.2(a) 및 (b)와 같이 폭  $b$ 와 높이  $H$ 의 해안안벽을 대상으로 한다. 해안안벽의 내측방향(Fig. 3.2(a)의 안벽을 기준으로 오른쪽(downstream side))은 안벽의 높이만큼 뒷채움재가 채워져있으며, 지하수위  $h_{wu}$ 가 존재한다. 또한, 안벽의 외측방향(Fig. 3.2(a)의 안벽을 기준으로 왼쪽(upstream side))은 수위  $h_{wu}$ 가 존재한다.



(a) Passive case



(b) Active case

Fig. 3.2. Free body diagram of the quay wall subjected to various forces.

여기서, 안벽의 벽체를 불투과성으로, 안벽배후의 뒷채움재를 투과성으로 각각 가정하며, 지진해일과 안벽을 월파함에 따라 안벽내측의 지하수위가 변화하도록 하였다. 그리고, Fig. 3.2(a)는 안벽이 뒷채움재의 안쪽으로 변위를 일으키는 수동상태의 자유물체도이며, Fig. 3.2(b)는 안벽이 뒷채움재의 바깥쪽으로 변위를 일으키는 주동상태의 자유물체도이다. 또한, 안정성평가를 위한 입력변수는 아래에 상술한다.

### 3.3.1 지진해일파력( $P_t$ , $P_{t,overlapping}$ , $P_{t,top}$ )

본 연구에서는 안벽에 작용하는 지진해일파로 고립파를 적용하였으며, 안벽전면에 작용하는 지진해일파력  $P_t$ , 월파 후 안벽 배후에 작용하는 지진해일파력  $P_{t,overlapping}$  과 월파시 안벽의 위에서 아래로 작용하는 지진해일파력  $P_{t,top}$  을 산정하기 위하여 TOWPM-3D를 적용하였다.

해안안벽에 작용하는 지진해일파력, 정수압 및 뒷채움재의 수위변동을 측정하기 위하여 Fig. 3.3과 같이 길이 930cm 폭 80cm의 3차원수치조파수조를 적용하였다. Table. 3.1은 수치해석에서 지진해일파(고립파)의 조건 및 뒷채움재의 토질상수를 나타낸 것이다. Table. 3.1과 같은 조건을 만족하기 위하여 안벽의 폭  $b$ 과 높이  $H$ 는 각각 4cm와 20cm를 적용하였으며, 지진해일파가 안벽을 월파하도록 입사파고  $h_i$ 를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 또한, 안벽전·후의 지하수위는 전면수심  $h_{wu}$ 를 8cm로 적용하였으며, 뒷채움재의 지하수위  $h_{wd}/H$ 를 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75, 1(fully wet)로 변화시키면서 안벽의 안전율과  $h_{wd}/H$ 의 관계를 확인하였다.



여기서,  $r_u$ 는 과잉간극수압과 초기유효상재압의 비로 나타내는 간극수압비이며,  $\theta$ 는 안벽의 기울기,  $\beta$ 는 뒷채움재의 기울기,  $\phi$ 는 내부마찰각,  $\delta$ 는 벽마찰각이며,  $\psi$ 는 지진관성각(seismic inertia angle),  $\bar{\gamma}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 흙의 등가단위중량(equivalent specific weight),  $K_{pe}, K_{ae}$ 는 지진수동토압계수와 지진주동토압계수로서 각각 다음의 식과 같이 주어진다.

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma'_o} \quad (3.3)$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat} k_h}{\bar{\gamma}(1 - k_v)} \quad (3.4)$$

$$\bar{\gamma} = \left(\frac{h}{H}\right)^2 \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{h}{H}\right)^2\right) \gamma_d \quad (3.5)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.6)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.7)$$

### 3.3.3 안벽의 지진관성력( $k_h W_w, k_v W_w$ )

지진이 발생하면 수직과 수평방향으로 안벽에 관성력이 발생하게 되며, 이 힘들을  $k_v W_w$ 와  $k_h W_w$ 로 표현한다. 여기서,  $k_v$ 와  $k_h$ 는 수직과 수평방향의 지진가속도계수이고, 각 가속도계수의 방향에 따라 총 4가지 경우가 발생할 수 있다. 하지만, 수동상태와 주동상태에서 설계를 위한 임계조합을 적용하면 Fig. 3.2(a)의 수동상태와 Fig. 3.2(b)와 같은 주동상태로 나타낼 수 있다. 또한, 지진관성력의 작용점은 안벽의 바닥으로부터  $0.5H$ 인 지점이다.

### 3.3.4 동수압( $P_{dyn}$ )

안벽에 작용하는 동수압은 다음의 식(3.38)에 나타내는 Westergaard의 방법(Westergaard, 1933 ; Kramer, 1996)을 적용하였다. 동수압은 지진에 의해 지하수위가 존재하는 뒷채움재의 내부에서 수중토립자의 진동으로 발생되며, 안벽의 내측방향에서 바닥으로부터  $0.4h_{wd}$ 인 지점에 작용한다(Ebeling and Morison, 1992).



$$P_{dyn} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w (h_{wd})^2 \quad (3.8)$$

### 3.3.5 정수압( $P_{stu}$ , $P_{std}$ )

안벽에 작용하는 정수압은 외·내측방향 모두에서 작용하고 있으며, 외측방향에 작용하는 정수압의 산정식은 다음과 같다.

$$P_{stu} = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{wu})^2 \quad (3.9)$$

내측방향의 정수압에 대한 산정식은 다음과 같다.

$$P_{std} = \frac{1}{2} \gamma_{we} (h_{wd})^2 \quad (3.10)$$

여기서,  $\gamma_{we}$ 는 뒤탈채움재의 지하수위로 인한 물의 등가단위중량(equivalent specific weight)으로, 다음의 식 (3.41)과 같이 주어진다(Ebling and Morison, 1992). 또한, 두 힘의 작용점은 바닥으로부터 각각  $h_{wu}/3$ ,  $h_{wd}/3$ 인 지점이다.

$$\gamma_{we} = \gamma_w + (\bar{\gamma} - \gamma_w) r_u \quad (3.11)$$

## 3.4. 안정성평가방법

본 연구에서 Choudhury et al.(2007a) 및 이광호 등(2011)이 적용한 안정성평가식을 바탕으로 연구의 목적에 부합하도록 일부 수정하였다.

### 3.4.1 수동적인 상황

#### (1) 활동

Fig. 3.2(a)와 같이 수동상태의 활동에 대하여 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 안전율  $FS_s$ 를 나타내면 다음과 같으며, 활동력으로 작용하는 지진해일파력은 월파후 안벽의 저항력으로 작용하게 된다.

$$F_r = \mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{t, \text{overtopping}} + P_{pe} \cos \delta + P_{t, \text{top}} \quad (3.12)$$

$$F_d = P_{\text{upstream}} + k_h W_w + P_{\text{dyn}} \quad (3.13)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{\text{downstream}} + P_{pe} \cos \delta + P_{t, \text{top}}}{P_{\text{upstream}} + k_h W_w + P_{\text{dyn}}} \quad (3.14)$$

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰( $= \tan \phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w (= bH \gamma_c)$ 는 안벽의 자중이며,  $P_{\text{upstream}}$ 은 안벽 전면의 정수압과 지진해일파력의 합( $P_t + P_{\text{std}}$ ),  $P_{\text{downstream}}$ 은 뒤편의 정수압과 월파후 지진해일파력의 합( $P_{t, \text{overtopping}} + P_{\text{std}}$ )이다. 식(3.31)~(3.41)을 각각 식(3.42)~(3.43)에 대입하여 안벽의 높이  $H$ 로 무차원하여 정리하면 다음의 식(3.45)와 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left[ \left( \frac{b}{H} \right) \gamma_c (1 - k_v) - K_p \sin \delta \right] + \frac{P_{\text{downstream}}}{H^2} + K_p \cos \delta + \frac{P_{t, \text{top}}}{H^2}}{\frac{P_{\text{upstream}}}{H^2} + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left( \frac{h_{wd}}{H} \right)^2} \quad (3.15)$$

여기서,  $K_p = 0.5 K_{pe} \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$ 이다.

## (2) 전도

수동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig. 3.2(a)의 안벽의 바닥  $M$ 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식(3.46)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{1}{2} \left( \frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c (1 - k_v) + \frac{P_{\text{downstream}}}{H^3} x + K_p y \cos \delta + \frac{P_{t, \text{top}}}{H^3} a}{\frac{P_{\text{upstream}}}{H^3} x + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left( \frac{h_{wd}}{H} \right)^3} \quad (3.16)$$

## 3.4.2 주동적인 상황

### (1) 활동

Fig. 3.2(b)와 같은 주동상태에서 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 활동에 대한 안전율  $FS_s$ 를 나타내면 다음과 같으며, 저항력으로 작용하는 지진해일파력은 월파후 안벽의 활동력으로 작용하게 된다.

$$F_r = P_{\text{upstream}} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin \delta] + P_{t, \text{top}} \quad (3.17)$$

$$F_d = P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta \quad (3.18)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{P_{upstream} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin \delta] + P_{t,top}}{P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta} \quad (3.19)$$

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰( $= \tan \phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w (= bH \gamma_c)$ 는 안벽의 자중이며,  $P_{upstream}$ 은 안벽전면의 정수압과 지진해일파력의 합( $P_t + P_{stu}$ ),  $P_{downstream}$ 은 뒤편의 정수압과 월파 후 지진해일파력의 합( $P_{t,overtopping} + P_{std}$ )이다. 식(3.31)~(3.41)을 각각 식(3.47), (3.48)에 대입하여 안벽의 높이  $H$ 로 무차원하여 정리하면 다음의 식(3.50)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^2} + \mu \left\{ (1 - k_v) \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \sin \delta \right\} + \frac{P_{t,top}}{H^2}}{\frac{P_{downstream}}{H^2} + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left( \frac{h_{wu}}{H} \right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \cos \delta} \quad (3.20)$$

## (2) 전도

주동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig. 3.2(b)의 안벽의 바닥  $M$ 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식(3.51)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} (1 - k_v) \left( \frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c + \frac{b}{H} K_a \sin \delta + \frac{P_{t,top}}{H^3}}{\frac{P_{downstream}}{H^3} x + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left( \frac{h_{wu}}{H} \right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{1}{2} K_a \cos \delta} \quad (3.21)$$

이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동상태에서 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고  $h_i$ , 안벽배후의 수심  $h_{hwd}$ , 수직지진가속도계수  $k_v$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ , 간극수압비  $r_u$  등을 전술한 Table 3.1과 같이 변화시켜 검토하였다.

## 3.5. 지진 및 지진해일 작용하 안정성평가의 결과

### 3.5.1 지진해일파력에 대한 수치해석결과

본 연구에서 해안안벽에 작용하는 지진해일파력의 산정을 위하여 전술한 바와 같이 TWOPM-3D를 적용하였다. 다음의 Fig. 3.4는 해안안벽의 전면과 배후면에 대하여 지진해일파고의 변화에 따른 작용파력의 시간변화에 대한 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 지진해일파고의 차이 따른 구조물에 작용하는 파력은 파력의 작용이 나타나는 동안 거의 비슷한 변화양상을 나타내는데, 지진해일파고가 클수록 최대 작용파력은 크며, 구조물에 도달하는 시간은 빨라짐을 확인할 수 있다. 그러나, 구조물의 전면면에 작용하

는 파력의 경우(Fig. 3.4(a)) 파력작용이 시작되는 순간부터 작용파력은 급격히 증가하게 되고 최대파력 이후 점차 감소하는 형상을 나타내는 반면 배후면에 작용하는 파력의 경우(Fig. 3.4(b)) 지진해일파가 월파하는 순간 파력의 작용이 시작되며 그 순간 파력은 최대치를 나타냄을 알 수 있다. 또한, 이후 작용파력은 감소하지 않고 뒷채움재의 수위를 상승시키며, 계속해서 일정한 힘이 안벽의 배후면에 작용함을 확인할 수 있다.

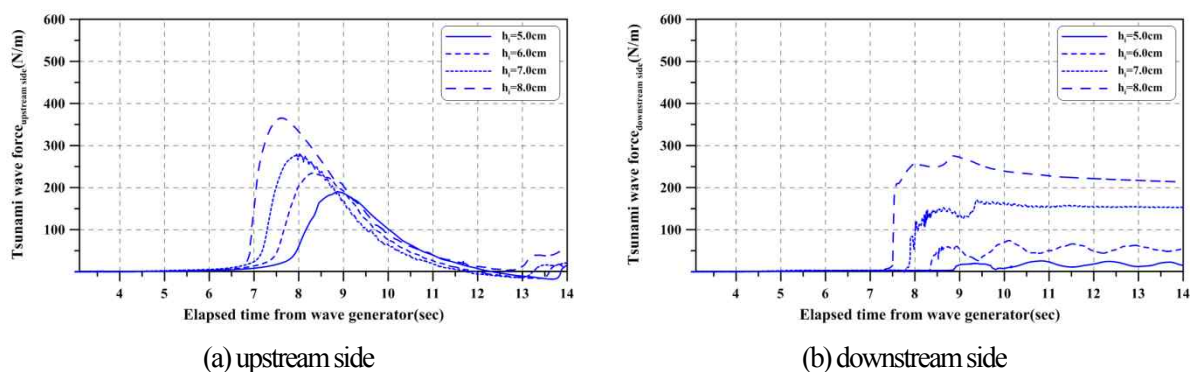
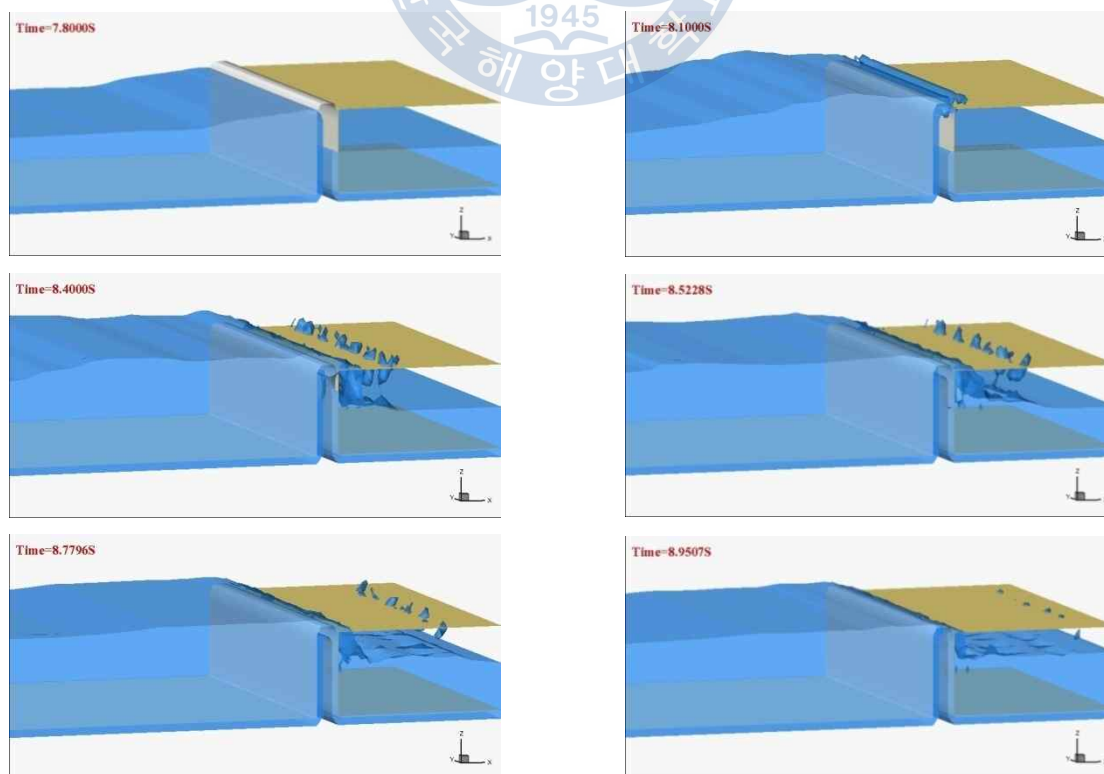


Fig. 3.4 Tsunami forces acting on quay wall according to the various tsunami heights.

다음의 Fig. 3.5는  $h_{wd}/H = 0.5$ 에 있어서 입사파고( $h_i$ )가  $h_i = 6.0\text{cm}$  인 경우에 시간에 따른 수위변동을 나타낸 결과로, 그림을 통하여 지진해일파가 안벽을 월파하고, 뒷채움재의 지하수위가 변화하는 과정을 확인할 수 있다.



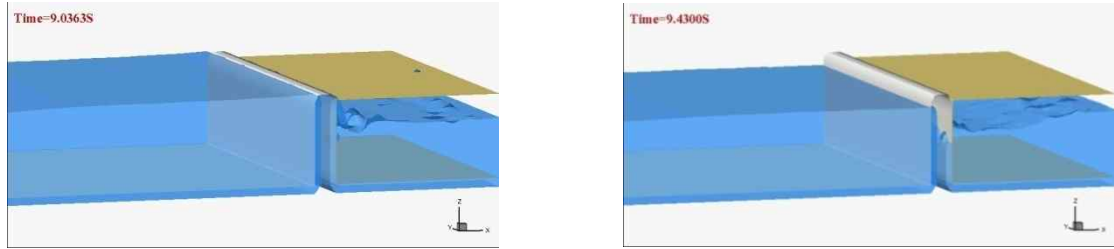
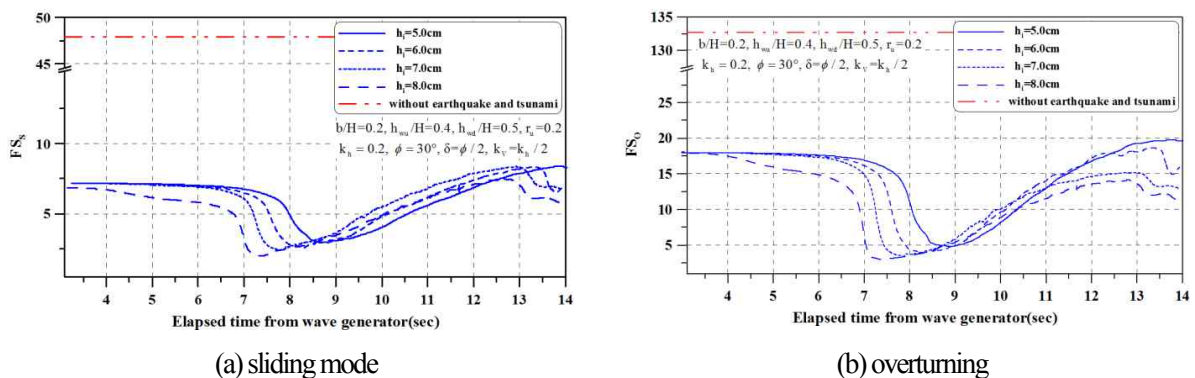


Fig. 3.5. Time evolution of the computed water level fluctuation.

### 3.5.2 수동적인 상황에 대한 안정성평가의 결과

#### (1) 지진해일파고 $h_i$ 의 영향

본 연구는 지진해일파가 해안안벽을 월파하는 경우 시간에 따른 안벽의 안정성 변화에 대한 검토를 실시하였으며, 지진해일파를 5cm~8cm로 변화시켰고,  $H_i$  을 제외한 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, k_v = k_h/2, k_h = 0.2, h_{wd}/H = 0.5, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$  이다. 이 때 안벽의 안전율 변화를 살펴보면, 활동(Fig. 3.6(a))의 경우 7초대까지 지진의 영향만을 받고 있으며, 이의 안전율은 약 7.2의 값을 가진다. 그 후 지진해일파가 안벽에 도달하면서 안벽을 내측으로 미는 힘(활동력)이 지배적으로 작용하면서 안전율은 급격히 감소하며,  $h_i$ 에 따라 12%씩 감소한다. 또한, 지진해일파가 안벽을 월파후 저항력으로 작용하면서 안전율은 다시 초기의 상태로 돌아오게 되고, 시간이 지날수록 저항력이 강해지면서 안전율은 초기의 값보다 큰 값을 가지게 된다. 이는 전도에 대해서도 활동과 동일하며, 입사파고가 증가할수록 안전율이 더욱 낮아지며, 월파후 안전율이 가장 높아지는 경향을 나타내었다. 그리고, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우 해안안벽의 안전율은 활동과 전도에서 각각 43.24, 123.86이다.



(a) sliding mode

(b) overturning

Fig. 3.6. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_i$  values.



## (2) 뒷채움재의 지하수위 $h_{wd}/H$ 의 영향

다음의 Fig. 3.7은 뒷채움재의 초기지하수위변화에 따른 안전율의 변화를 나타내었다. 초기지하수위와 연벽의 높이 비  $h_{wd}/H$ 는 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75, 1(full)로 변화시키며,  $h_{wd}/H$ 를 제외한 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, k_v = k_h/2, k_h = 0.2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 먼저, 활동에 대하여  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 안전율은 약 7.6%씩 소폭 증가하며,  $h_{wd}/H = 0$ 인 경우 2.4로 안전율은 최저를 나타낸다. 또한, 전도에 대하여 안전율은  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 8.2%씩 증가하며, 활동과 마찬가지로  $h_{wd}/H = 0$ 인 경우 5.03으로 안전율은 최저값을 나타냄을 확인하였다.

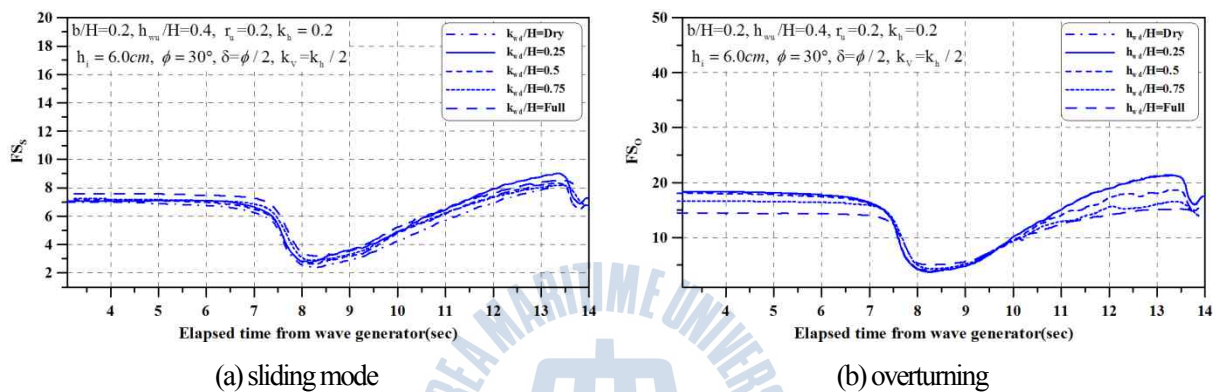


Fig. 3.7. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}$  values.

## (3) 수직지진가속도계수 $k_v$ 의 영향

수직지진가속도계수  $k_v$ 의 증가(0,  $k_h/2, k_h$ )에 따른 안전율변화를 Fig. 3.8에 나타내었다.  $k_v$ 를 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_h = 0.2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. Fig. 3.8에 나타난 바와 같이  $k_v$ 가 증가할수록 시간의 변화에 따른 안전율이 일정한 비율로 감소하는 것을 확인할 수 있다. 안전율은 활동에 대하여  $k_v$ 가 증가할수록 약 12.8%씩 감소되었으며, 전도에 대해서도 약 13.3%씩 감소하였다.

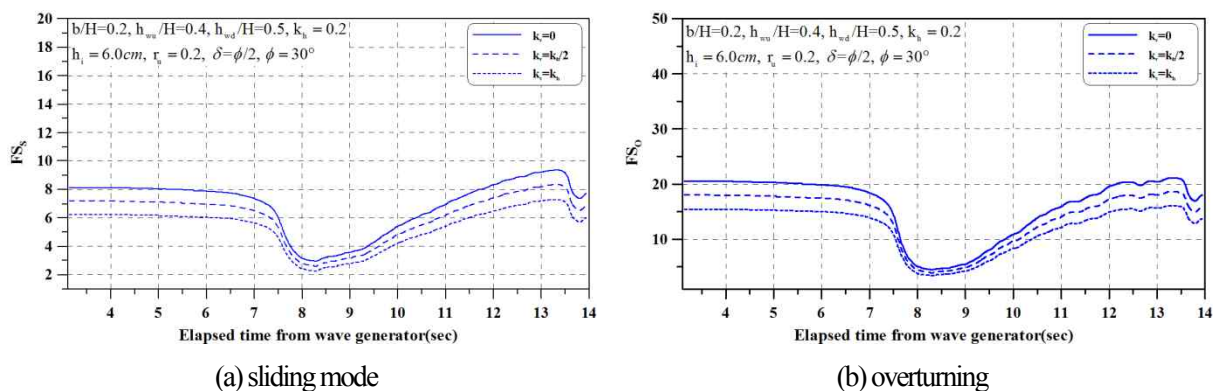


Fig. 3.8. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_v$  values.



#### (4) 수평지진가속도계수 $k_h$ 의 영향

Fig. 3.9는 수평지진가속도계수  $k_h$ 의 증가에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 여기서,  $k_h$ 를 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 먼저 수동에 대한 결과로,  $k_h$ 가 증가할수록 안전율은 점차 감소하며, 감소된 비율은 약 43.5%로 큰 폭으로 감소하였다. 또한, 전도에 대해서도  $k_h$ 가 증가할수록 약 50.3%씩 큰 폭으로 감소하고 있음을 확인할 수 있다.

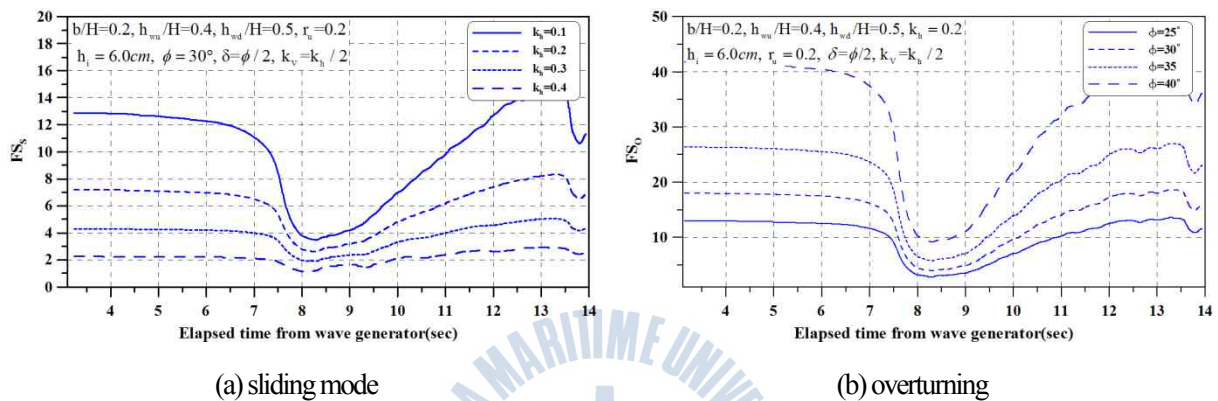


Fig. 3.9. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_h$  values.

#### (5) 흙의 내부마찰각 $\phi$ 의 영향

다음의 Fig. 3.10은 내부마찰각  $\phi$ 의 차이(25°~40°)에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 그리고  $\phi$ 를 제외한 안전율에 사용한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, k_h = 0.2$ 이다. Fig. 3.10(a)와 같이  $\phi$ 의 증가에 따라 약 39.2%씩 증가하였으며,  $\phi = 35^\circ$ 인 경우 초기 안전율이 9.7에서 안벽에 도달하는 순간 급격히 떨어지고 월과후 안전율은 점차 상승하다가 최고 11.3까지 증가한다. 그리고 전도의 경우(Fig. 3.10(b))  $\phi$ 가 증가함에 따라 48.42%씩 안전율이 증가하며, 초기안전율은 12.7~41.6까지 증가한다.

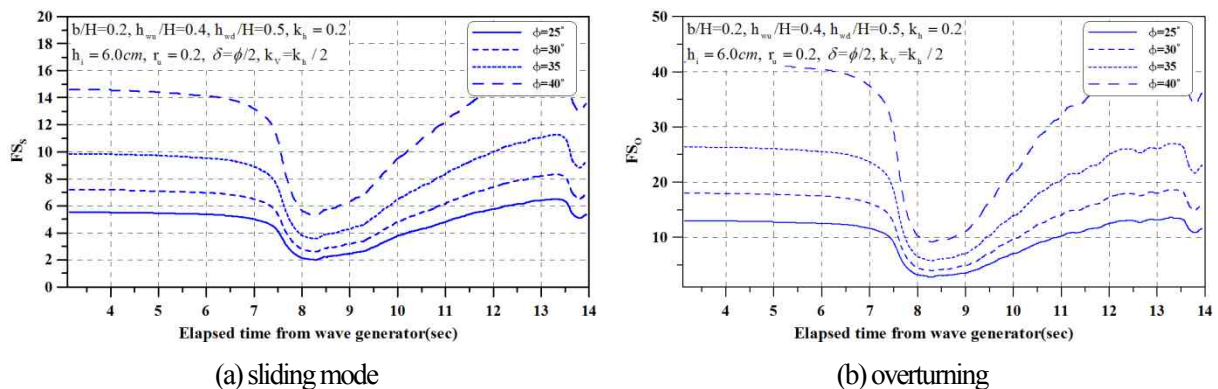


Fig. 3.10. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

## (6) 벽마찰각 $\delta$ 의 영향

Fig. 3.11은 벽마찰각  $\delta$ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 그리고  $\delta$ 을 제외한 안전율 평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다. 활동(Fig. 3.11(a))에 대하여  $\delta$ 가  $0 \sim \phi/2$ 로 증가하면서 안전율은 21.3% 가량 증가하였으며, 초기안전율은 5.81~7.05로 증가하였다. 전도(Fig. 3.11(b))에 대하여 안전율은  $\delta$ 가  $0 \sim \phi/2$ 로 증가하면서 45.8%증가하였으며, 초기안전율은 12.2~17.9로 증가하였다.

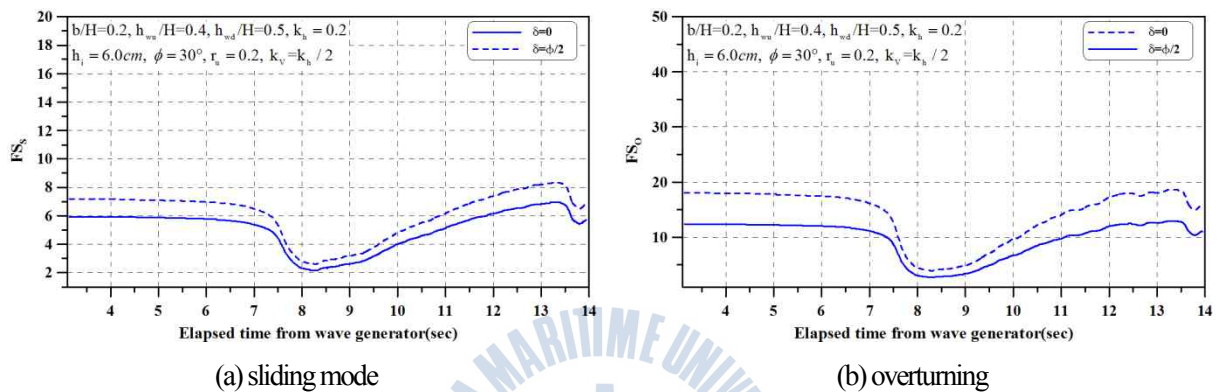


Fig. 3.11. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\delta$  values.

## (7) 간극수압비 $r_u$ 의 영향

간극수압비  $r_u$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율변화를 Fig. 3.12에 나타내었다. 그리고 안전율평가에 사용되는 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다. 활동의 경우  $r_u$ 가  $0 \sim 0.4$ 까지 증가하면서 안전율은 약 19.4%씩 감소하는 경향을 나타내었다. 또한, 전도의 경우  $r_u$ 가 증가하면서 안전율은 약 21.5%씩 감소함을 보였다.

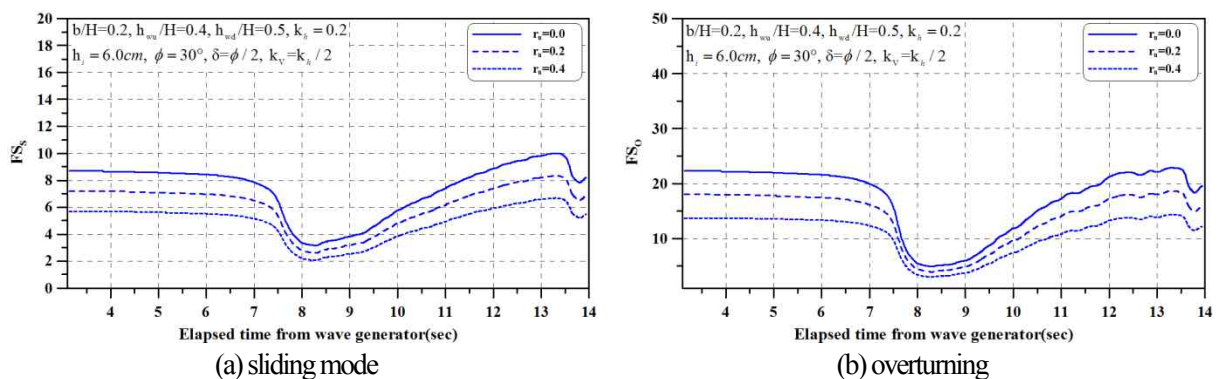


Fig. 3.12. Time series of safety factor of the quay wall for various  $r_u$  values.

### 3.5.3 주동적인 상황에 대한 안정성평가의 결과

#### (1) 지진해일파고 $h_i$ 의 영향

전술한 바와 같이 내측에서 외측으로 변위가 발생하는 상태를 주동상태라 하며, 안벽의 안전율 변화에 지진해일파고의 영향이 어떻게 미치는지 확인하기 위하여 지진해일파가 안벽을 월파하도록 지진해일파고를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 이 경우  $h_i$ 를 제외한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, k_v = k_h/2, k_h = 0.2, h_{wd}/H = 0.5, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 지진해일파가 안벽에 도달하기 전까지 지진에 의한 영향만이 존재하며, 이 때의 안전율은 일정한 값을 나타낸다. 이후 지진해일파가 안벽에 도달하는 순간 안전율은 급격히 상승하게 되며, 지진해일파가 월파되면서 안전율은 점차 감소하여 초기치보다 더 낮은 안전율을 나타낸다. 일례로 Fig. 3.13(a)의  $h_i = 5\text{cm}$ 인 경우 초기안전율은 0.92로 약 8초까지 일정한 값을 나타내다가 지진해일파가 도달하는 순간 안전율은 최대 1.91까지 상승하였다. 이후 월파한 지진해일파가 안벽의 배후에 작용하게 되면서 안전율은 초기치보다 더 낮은 0.72까지 낮아짐을 확인하였다. 이는 전도(Fig. 3.13(b))에서도 비슷한 경향을 나타내었다.

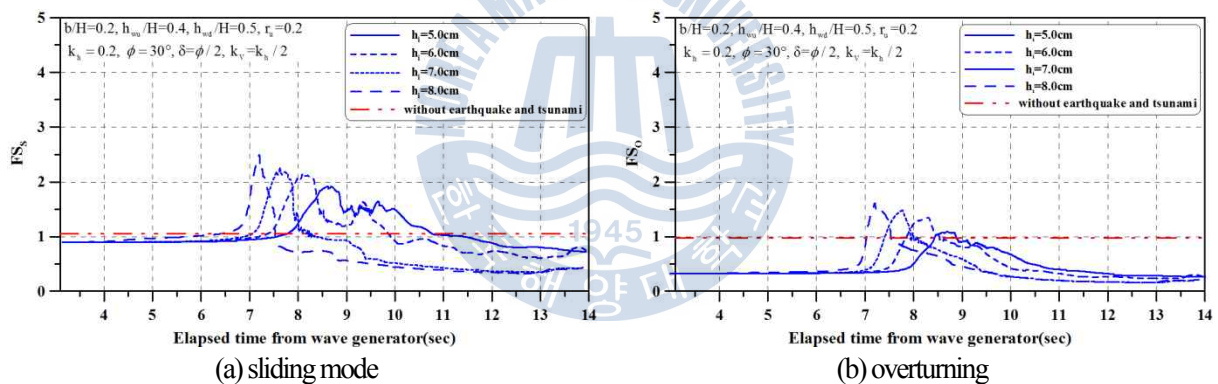


Fig. 3.13. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_i$  values.

#### (2) 뒷채움재의 지하수위 $h_{wd}/H$ 의 영향

Fig. 3.14는 뒷채움재의 초기지하수위와 해안안벽의 높이와의 비  $h_{wd}/H$ 의 변화에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다.  $h_{wd}/H$ 를 건조한 상태에서 포화상태까지 5단계로 변화시키며,  $h_{wd}/H$ 를 제외한 안전율 변화에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, k_v = k_h/2, k_h = 0.2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 주동상태의 경우 수동상태와는 다르게 활동과 전도에 대해 모두  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 안전율이 감소하는 경향이 나타났으며, 활동의 경우  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 20.6%씩, 전도의 경우  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 19.1%씩 감소하였다.

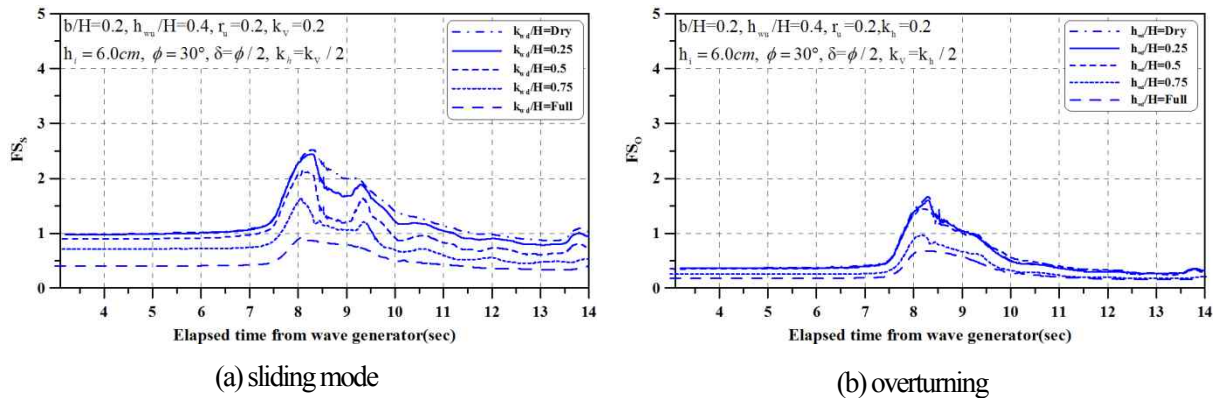


Fig. 3.14. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}$  values.

### (3) 수직지진가속도계수 $k_v$ 의 영향

수직지진가속도계수  $k_v$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전을 변화를 Fig. 3.15에 나타내었다. 그리고, 안전율평가에 사용되는 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_h = 0.2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 활동의 경우  $k_v$ 가 증가함에 따라 안전율은 약 3.8%씩 감소하는 경향을 나타내었으며, 전도의 경우  $k_v$ 가 증가하면서 안전율은 약 3.58%씩 감소하였다. 이것으로 안벽의 안정성에 의 영향은 미소한 것으로 판단된다.

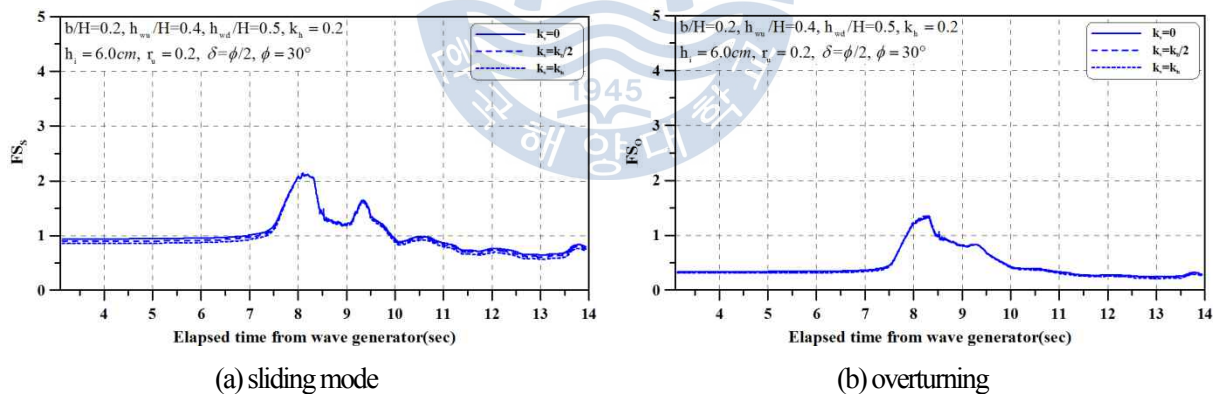


Fig. 3.15. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_v$  values.

### (4) 수평지진가속도계수 $k_h$ 의 영향

Fig. 3.16은 수평지진가속도계수  $k_h$ 의 차이에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다. 그리고, 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 활동의 경우  $k_h$ 가 0.1~0.4로 증가함에 따라 30.8%씩 감소하였으며, 안전율은  $k_h = 0.1$ 인 경우 3.07로 가장 큰 값을 나타내었다. 전도에 대해서 안전율은  $k_h$ 가 증가함에 따라 25.6%씩 감소하였으며,  $k_h = 0.1$ 인 경우 1.83로 가장 큰 값을 나타내었다.



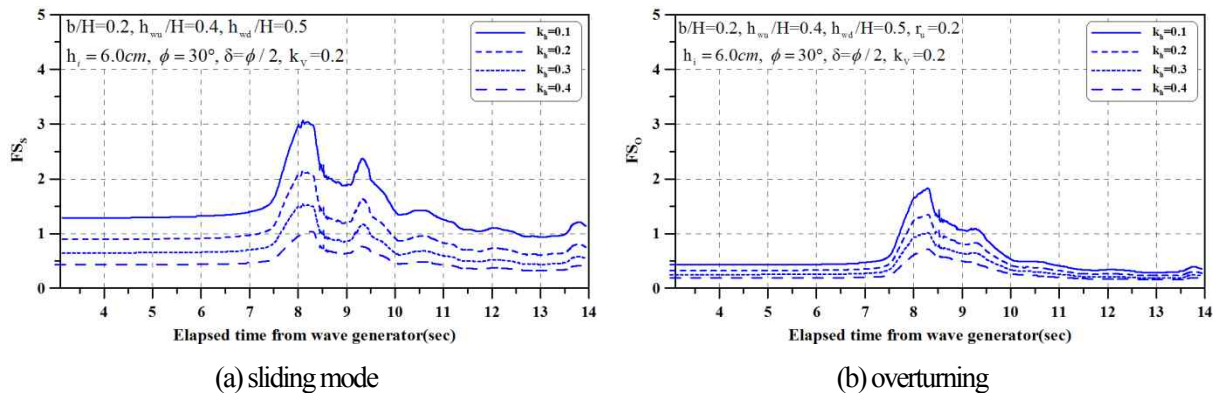


Fig. 3.16. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_h$  values.

### (5) 흙의 내부마찰각 $\phi$ 의 영향

Fig. 3.17은 내부마찰각  $\phi$ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다.  $\phi$ 을 제외한 안전율평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, k_h = 0.2$ 이다. 활동에 대하여  $\phi$ 가  $25^\circ \sim 40^\circ$ 로 증가함에 따라 초기안전율은 0.830~1.167로 증가하였으며, 이는 각각 13.3%가량의 증가율을 나타내었다. 또한, 전도에 대하여 안전율은 11.9%씩 증가하였으며, 초기안전율은 0.3~0.42까지 증가하였다.

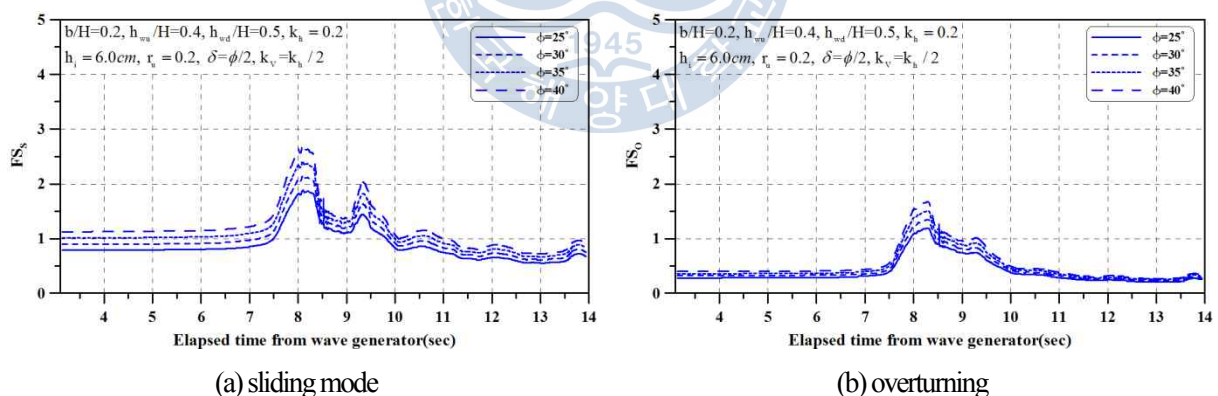


Fig. 3.17. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

### (6) 벽마찰각 $\delta$ 의 영향

다음의 Fig. 3.18은 벽마찰각  $\delta$ 의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 그리고,  $\delta$ 을 제외하고 안전율평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, r_u = 0.2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다. 활동의 경우  $\delta$ 가 0에서  $\phi/2$ 으로 증가함에 따라 안전율은 18.7%가 증가하였으며, 전도의 경우 31.4%가 증가하였다.

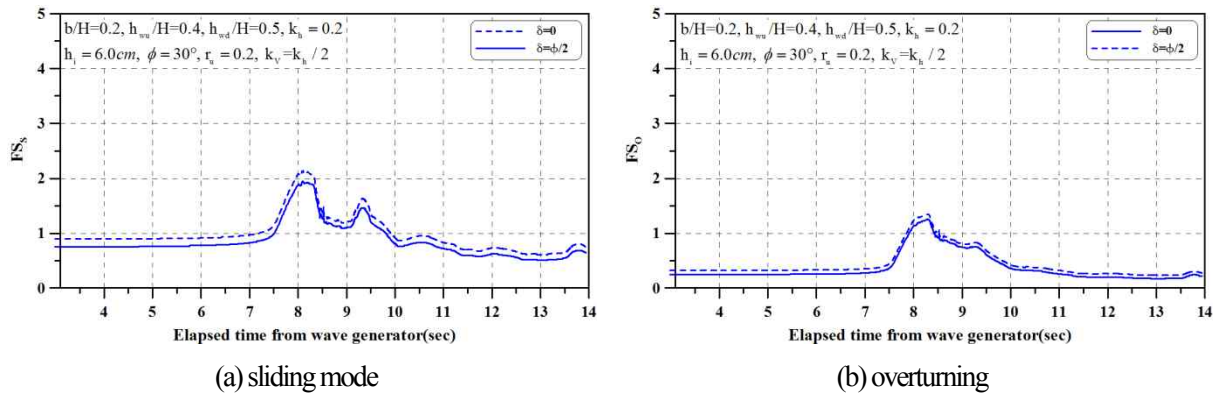


Fig. 3.18. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\delta$  values.

### (7) 간극수압비 $r_u$ 의 영향

Fig. 3.19는 간극수압비  $r_u$ 의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 그리고, 안전율 평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6\text{cm}, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다.  $r_u = 0.4$ 인 경우 활동에 대해 초기안전율은 1.08이며, 지진해일파가 안벽에 도달하는 8초 이후 2.55로 급격히 증가하다가 월파후 점차 감소하여 초기안전율보다 낮은 0.67까지 감소한다. 또한,  $r_u$ 가 증가함에 따라 안전율은 약 18.9%씩 증가한다. 전도의 경우  $r_u = 0.4$ 에서 안전율은 시간에 따라 초기 0.38에서 최대 1.58까지 증가하였다가 0.25로 감소하며,  $r_u$ 가 증가함에 따라 12.6%씩 증가하는 경향을 나타낸다.

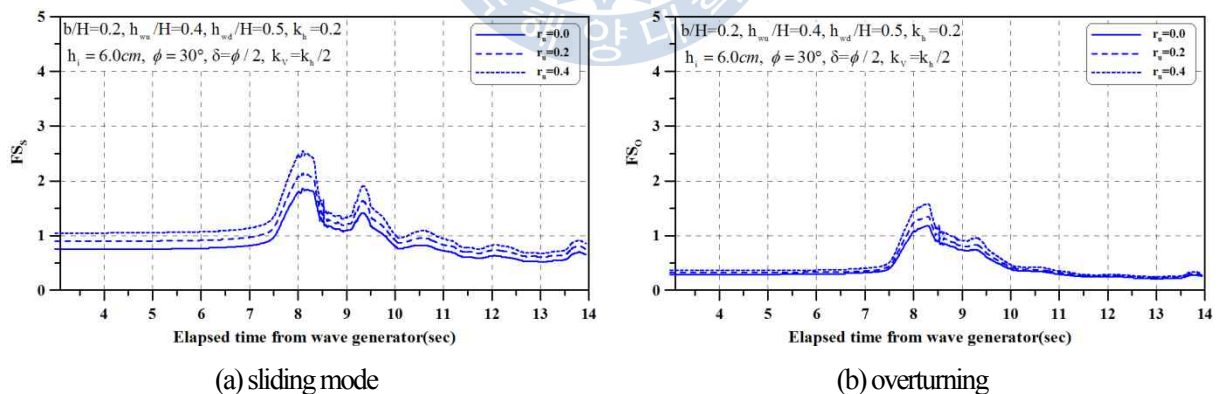


Fig. 3.19. Time series of safety factor of the quay wall for various  $r_u$  values.

## 3.6. 지진해일만의 작용하 안정성평가의 결과

본 절에서는 지진작용을 배제한 안전율의 변화, 즉 지진해일의 영향만이 존재하는 경우 해안안벽의 안정성 평가를 병행하여 실시하였다. Fig. 3.2(a)와 (b)에서 지진관련 힘( $k_v W, k_h W, P_{dyn}$  등)은 작용하지 않으며, 안정성평가에서 적용되는 식들은 다음의 식(3.52)~(3.53)과 같이 수정되었다.



$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left[ \left( \frac{b}{H} \right) \gamma_c - K \sin \delta \right] + \frac{P_{downstream}}{H^2} + K \omega \delta + \frac{P_{t,top}}{H^2}}{\frac{P_{upstream}}{H^2}} \quad (3.22)$$

$$FS_o = \frac{\frac{P_{downstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} \left( \frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c + \frac{b}{2} K \sin \delta + \frac{P_{t,top}}{H^3}}{\frac{P_{upstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} K \omega \delta} \quad (3.23)$$

그리고, 식(3.54), (3.55)는 각각 주동상태에서 활동 및 전도에 대한 안정성평가방법을 나타낸 것이다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^2} + \mu \left\{ \frac{b}{H} \gamma_c + K \sin \delta \right\} + \frac{P_{t,top}}{H^2}}{\frac{P_{downstream}}{H^2} + K \omega \delta} \quad (3.24)$$

$$FS_o = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} \left( \frac{b}{H} \right)^2 \gamma_c + \frac{b}{H} K \sin \delta + \frac{P_{t,top}}{H^3}}{\frac{P_{downstream}}{H^3} x + \frac{1}{2} K \omega \delta} \quad (3.25)$$

### 3.6.1 수동적인 상황에 대한 안정성평가의 결과

#### (1) 지진해일파고 $h_i$ 의 영향

3.4절에 나타낸 바와 같이 지진해일파고  $h_i$ 가 해안안벽을 월파하도록 파고의 높이를 5~8cm로 변화시켰다. Fig. 3.20은  $h_i$ 의 차이에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이며 이 때,  $h_i$ 를 제외한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 활동의 결과를 살펴보면 지진을 고려하지 않았기 때문에 초기의 안전율은 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우의 안전율 47.92와 동일하며, 이는  $h_i$ 가 안벽에 도달하기 전인 약 7초까지 유지된다. 예를 들어  $h_i=7\text{cm}$ 인 경우 안전율은 7초 이후부터 점차 감소하여 초기안전율 보다 약 87%가량 감소하였으며, 이후 안벽의 뒷채움재의 수위가 상승함에 따라 안전율은 점차 증가하여 초기치보다 커진다. 이 때 안전율의 상승은 지진을 고려한 경우보다 높으며, 이는 지진의 미고려로 인하여 활동력이 줄어들었기 때문으로 판단된다. 따라서, 월파한  $h_i$ 의 영향에 대한 안벽의 안전율은 수동상태에 대하여 안벽을 더욱 안정하게 하는 요인임을 확인하였다. 이는 전도의 경우도 활동과 유사한 경향을 나타낸다.

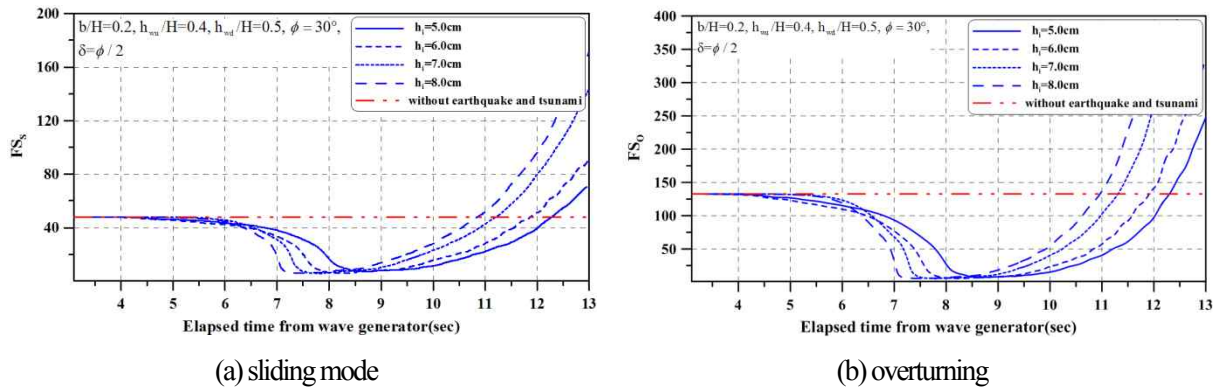


Fig. 3.20. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_i$  values.

## (2) 뒷채움재의 지하수위 $h_{wd}/H$ 의 영향

Fig. 3.21은 뒷채움재의 지하수위의 차이에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다. 여기서,  $h_{wd}/H$ 를 제외한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_i = 6\text{cm}, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 시간에 따른 안전율의 변화양상은 전술한 바와 동일하며,  $h_{wd}/H$ 의 증가(0~1.0)에 따른 안전율의 차이는  $h_{wd}/H$ 가 증가함에 따라 안전율은 활동에 대하여 7.8%씩, 전도에 대하여 약 10.25%씩 각각 증가하였으며, 안벽의 안전율에 대하여  $h_{wd}/H$ 의 영향은 미소한 것으로 판단된다.

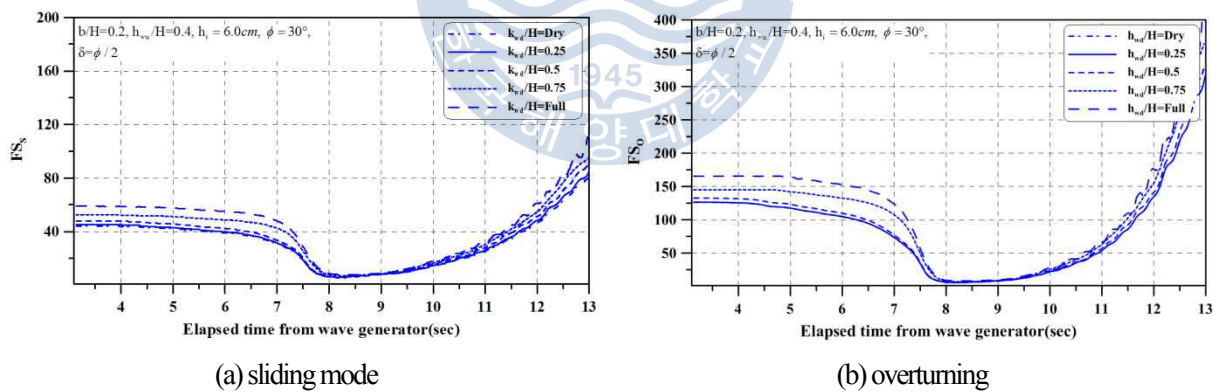


Fig. 3.21. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}/H$  values.

## (3) 흙의 내부마찰각 $\phi$ 의 영향

내부마찰각  $\phi$ 의 차이에 따른 안벽의 안전율의 시간이력을 Fig. 3.22에 나타내었다. 안전율에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, h_i = 6\text{cm}, \delta = \phi/2$ 이다. Fig. 3.22(a)에서  $\phi = 35^\circ$ 의 결과를 살펴보면 초기안전율은 약 63.4를 나타내며, 지진해일파가 안벽에 도달하는 7초 이후 88%가량 감소한다. 그리고, 이후 안전율은 점차 증가하여 초기치보다 90% 가량 증가하는 것을 확인

하였다. 또한,  $\phi$ 가  $25^\circ \sim 40^\circ$ 까지 증가함에 따라 활동에 대하여 안전율은 20%씩 증가하며, 전도에 대하여 41.25%가 증가하였다.

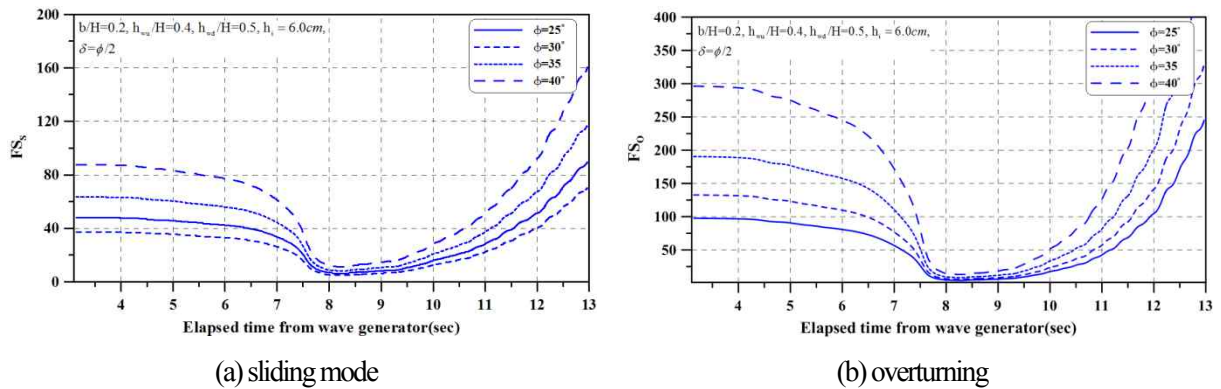


Fig. 3.22. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

#### (4) 벽마찰각 $\delta$ 의 영향

다음의 Fig. 3.23은 벽마찰각  $\delta$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 그리고,  $\delta$ 을 제외한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, h_i = 6.0m, \phi = 30^\circ$ 이다. 결과를 살펴보면  $\delta$ 가 0에서  $\phi/2$ 로 증가함에 따라 안전율은 약 30%가 증가하였으며, 전도에 대하여 안전율은  $\delta$ 가 증가함에 따라 60%가 증가하는 것으로 나타났다.

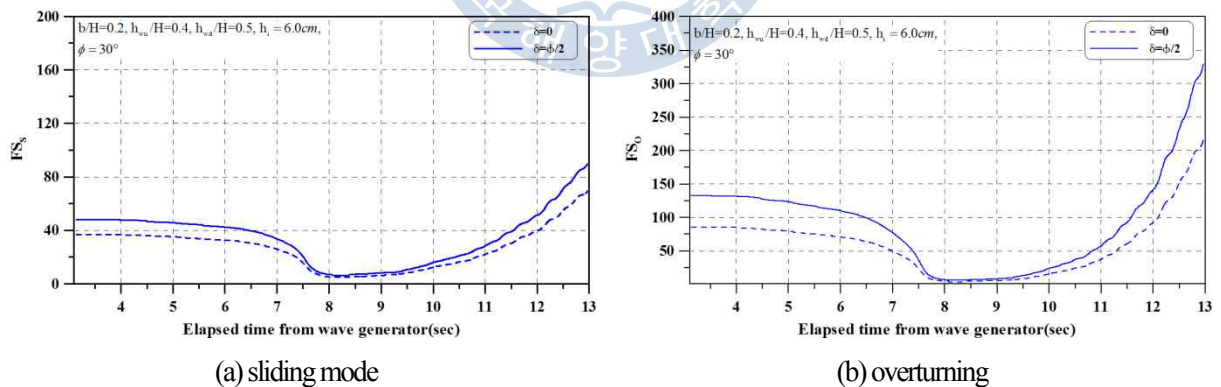


Fig. 3.23. Time series of safety against the quay wall for different  $\delta$  values.

### 3.6.2 주동적인 상황에 대한 안정성평가의 결과

#### (1) 지진해일파고 $h_i$ 의 영향

Fig. 3.24는 지진해일파고  $h_i$ 의 차이에 따른 안전율의 시간이력을 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 결과에서 안전율

은 3.5.2절에서 나타낸 지진을 고려한 경우에 비해 초기안전율은 큰 값을 나타내며, 이는 지진과 지진해일이 고려되지 않은 안벽의 안전율 0.86을 나타낸다.  $h_i$ 가 안벽에 도달하기 전까지 안전율은 일정한 값 0.86을 유지하며,  $h_i$ 가 안벽에 도달하는 순간 급격히 상승한다. 이 때 상승된 안전율값은  $h_i = 8\text{cm}$ 인 경우 최대 4.9까지 증가하였다. 그러나, 지진해일파가 율파하는 이후부터 안전율은 점차 감소하게 되어 초기값보다 더 작은 값인 0.43까지 감소함을 확인하였다. 이로부터 주동적인 상황에서 해안안벽에 지진해일파는 안전율을 감소시키는 요인으로 작용하며, 이의 영향으로 안전율은 점차 감소하여 결과적으로 안벽을 파괴시키는 것으로 판단된다. 이는 전도에 대해서도 비슷한 경향을 나타내었다.

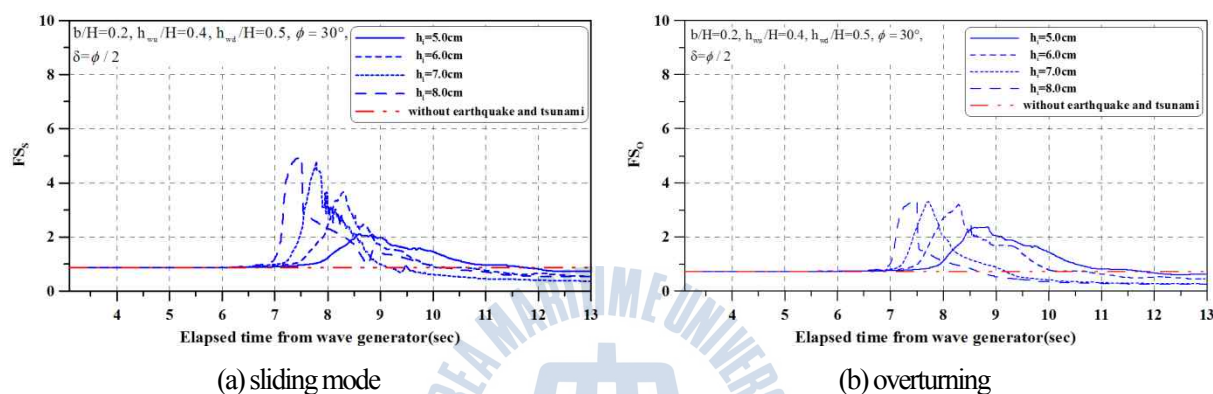


Fig. 3.24. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_t$  values.

## (2) 뒷채움재의 지하수위 $h_{wd}/H$ 의 영향

다음의 Fig. 3.25는 뒷채움재에서 지하수위의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 그리고  $h_{wd}/H$ 를 제외한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_i = 6\text{cm}, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ$ 이다. 결과를 살펴보면 활동과 전도에서  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 안전율은 감소하는 것을 알 수 있다. 그리고,  $h_{wd}/H$ 가 증가함에 따른 안전율의 감소량은 활동과 전도에서 각각 27.8%, 25.6%이다.

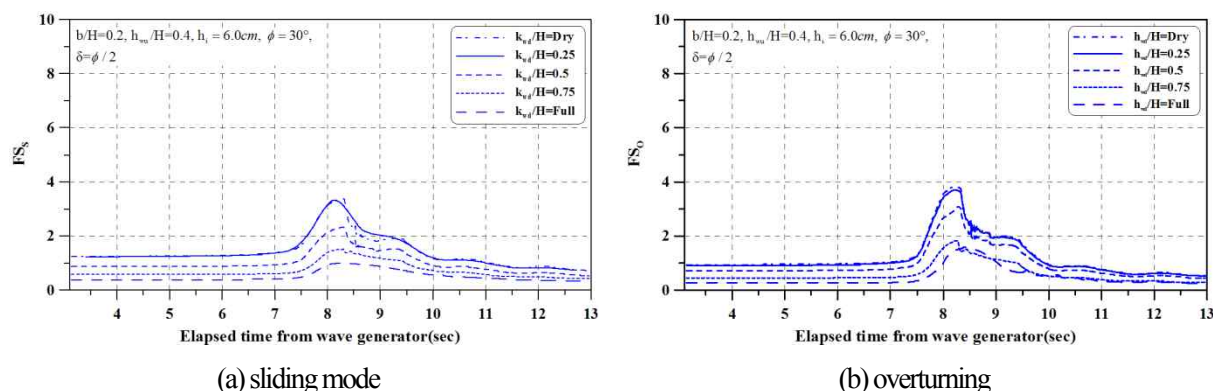


Fig. 3.25. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}/H$  values.



### (3) 흙의 내부마찰각 $\phi$ 의 영향

Fig. 3.26은 흙의 내부마찰각  $\phi$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 그리고, 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, h_i = 6.0m, \delta = \phi/2$ 이다. 결과를 살펴보면 활동 및 전도에 대한 안전율은  $\phi$ 가 증가할수록 증가하는 것을 알 수 있으며, 그 비율은 활동에서 33.1%를 전도에서 11.64%를 나타낸다.

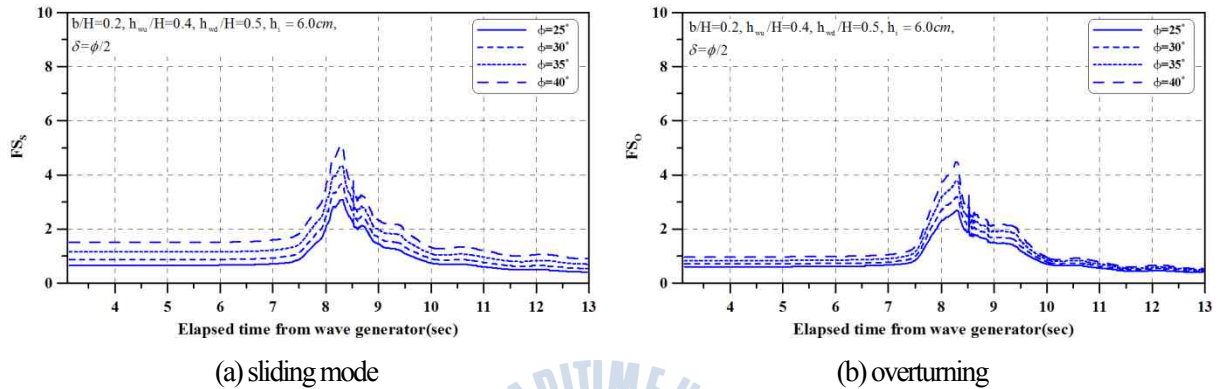


Fig. 3.26. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

### (4) 벽마찰각 $\delta$ 의 영향

Fig. 3.27은 해안안벽의 안전율에 작용하는 벽마찰각  $\delta$ 의 영향을 시계열로 나타낸 것이다. 그리고, 안전율에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, h_i = 6.0m, \delta = \phi/2$ 와 같다. 결과를 살펴보면 활동 및 전도 모두 전체적인 시계열의 변화양상은 비슷하며,  $\delta = 0$ 인 경우 활동에 대하여 안전율은 초기 0.88에서 최대 2.213까지 증가하였다가 다시 0.57까지 감소함을 알 수 있다. 또한, 전도에 대하여 안전율은 초기 0.52에서 최대 2.73까지 증가하였다가 0.32까지 감소하는 것으로 나타났다.

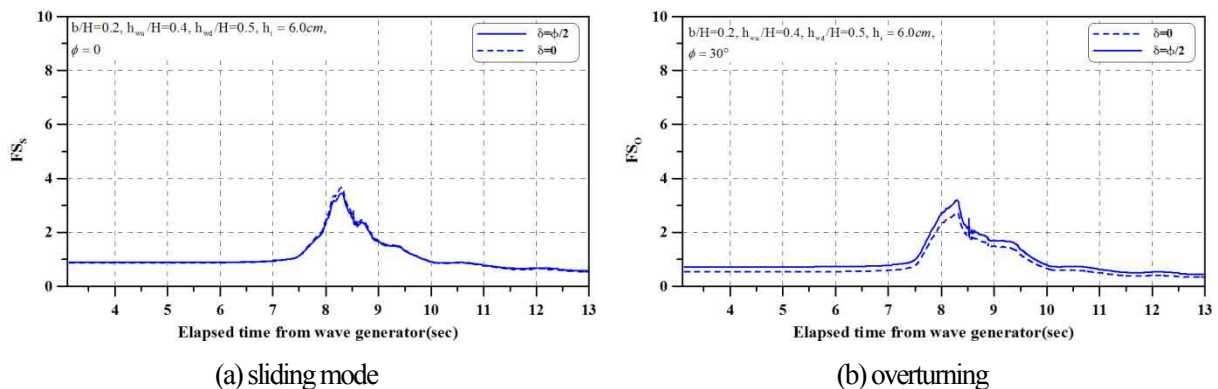


Fig. 3.27. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\delta$  values.

### 3.7 결론

본 장에서는 해안안벽의 전면에서 지진해일파력의 작용식 및 지진해일파의 월파시에 안벽 배후의 작용력을 수치적인 방법으로 추정하기 위하여 Navier-Stokes 방정식을 기초방정식으로 하는 TOWPM-3D를 이용하였다. 본 연구에서 지진과 지진해일파가 동시에 고려된 상황에서 지진해일파가 월파하게 되면 해안안벽의 안전율이 시간적으로 어떠한 변화를 나타내는가 하는 목적으로 연구를 수행하였다. 또한, 안전율에 영향을 미치는 변수들 즉 지진해일파고  $h_t$ , 뒤채움재의 지하수위  $h_{wd}/H$ , 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ , 간극수압비  $r_u$  등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였다. 그리고, 지진을 고려하지 않은 경우에 대한 해안안벽의 안정성평가도 수행하였으며, 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다.

이로부터 다음과 같은 중요한 사항을 알 수 있었다.

① 해안안벽의 안전율에 대한 시간이력은 초기 지진에 의한 영향만 존재하므로 안전율은 일정한 값을 보이며, 수동상태의 경우 지진해일파가 도달하면서 이 때의 힘이 안벽에 활동력으로 작용하게 되며, 안전율은 감소하게 된다. 이후, 지진해일파가 안벽을 월파하게 되면서 이 힘은 저항력으로 변화하게 되고, 안전율은 점차 상승하여 초기치보다 더 큰 값을 나타냄을 확인하였다. 반면, 주동상태의 경우 해안안벽에 도달한 지진해일파는 저항력으로 작용하게 되어 오히려 안전율은 상승하게 된다. 그러나, 이후 월파한 지진해일파로 인하여 안전율은 감소하여 초기치보다 더 감소함을 확인하였다. 이로부터 주동적인 상황의 경우 지진 및 지진해일파의 동시 작용하에 해안안벽의 안전율이 초기치보다 떨어지는 경우에는 해안안벽의 파괴로 연결될 수 있다고 판단된다.

② 지진해일파고  $h_t$ , 뒤채움재의 지하수위  $h_{wd}/H$ , 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$  및 간극수압비  $r_u$ 의 변화에 따른 해안안벽에서 안전율에 대한 시간이력은 지진해일파고  $h_t$ 의 경우  $h_t$ 가 클수록 안벽에 도달하는 시간이 빨라지며, 안전율 변화가 큰 것으로 나타났다. 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율이 증가하는 것으로 나타났으며, 반면 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 간극수압비  $r_u$ 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소하나 주동상태에 대해서 안전율이 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 뒤채움재의 지하수위  $h_{wd}/H$ 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 증가하나 주동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소함을 확인하였다.



- ③ 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우 수동상태에서 안전율은 활동의 경우 47.92, 전도의 경우 132.7로 지진 및 지진해일파를 고려한 경우보다 높게 나타났으며, 주동상태에서 안전율은 활동의 경우 0.86, 전도의 경우 0.703으로 지진의 영향만 있는 구간(약 0sec~7sec)보다 높게 나타났으나 지진해일파의 영향으로 안전율이 높아지는 구간(약 7sec~9sec)에 비해 작은 값을 나타내었다. 또한, 지진, 지진해일파 및 뒤펀재의 지하수위가 존재하지 않는 경우에 대하여 안전율은 수동상태의 경우 활동 및 전도 각각 44.24, 124.86으로 나타났으며, 주동상태의 경우 활동 및 전도 각각 1.23, 0.94로 나타났다.
- ④ 지진해일파의 영향만 작용하는 경우 해안안벽의 안정성 변화를 살펴보면 시간에 따른 안전율의 변화양상은 지진 및 지진해일파를 동시에 고려한 경우와 비슷하나 안전율이 증가하고 감소하는 그 값의 차이는 현저하게 나타났다. 수동적인 상황에서 지진해일의 영향은 받으면서 안전율은 감소하며, 월파 후 안전율이 상승하는데 이 때의 상승량은 지진 및 지진해일을 동시에 고려한 경우보다 더 높았다. 또한, 주동적인 상황에 대해서도 지진해일의 영향으로 안전율이 상승한 후 월파하게 되면서 안전율은 감소하게 되는 때의 안전율의 감소량은 지진 및 지진해일은 동시에 고려한 경우보다 더 큰 것으로 나타났다.
- ⑤ 지진해일파의 영향만 작용하는 경우 지진해일파고  $h_i$ , 뒤펀재의 지하수위  $h_{wd}/H$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ 의 차이가 해안안벽의 안전율에 미치는 영향에서 수동적인 상황의 경우는  $h_i$ ,  $h_{wd}/H$ ,  $\phi$ ,  $\delta$ 가 증가할수록 안전율은 증가하는 것으로 나타났다. 이는 주동적인 상황에서도 동일한 결과를 나타내었다.
- ⑥ 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하지 않는 경우에 대한 기존의 연구(이광호 등(2011))에서 수동상태에 대하여 지진해일파는 안벽의 안전율을 저감시키는 요인으로 작용하는 반면, 주동상태에서는 오히려 안전율을 증가시키는 요인으로 작용하였다. 그러나, 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하는 본 연구의 경우 수동상태에서 지진해일파는 월파 전의 안전율을 감소시키는 활동력으로 작용하지만 월파후의 안전율을 높이는 저항력으로 작용하면서 최종적으로 안벽의 안전율이 증가하였음을 확인하였다. 또한, 주동상태에서 지진해일파는 월파전의 저항력으로 작용하여 안전율을 증가시키는 반면, 월파후 활동력으로 작용하면서 최종적으로 안전율을 감소시키는 요인이라는 것을 확인하였다.

## <참고문헌>

- 김도삼. (2011). 해안환경공학. 구미서관.
- 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수. (2001). VOF법에 기초한 불투과잠재 주변파동장의 수치해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, Vol. 21, No. 5B, 551-560.
- 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼. (2008). 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석, 한국해안해양공학회논문집, 한국해안해양공학회, Vol. 20, No. 1, 1-13.
- 이광호, 하선욱, 이귀섭, 김도삼, 김태형. (2011). 지진 및 지진해일과 작용하의 해안안벽의 안정성평가. 한국지반공학논문집, Vol. 27, No. 3, 41-54.
- 이광호, 토미타 타카시, 카와사키 코지, 나카무라 토모아키, 스즈키 신고 (2011). 동일본 대지진에 따른 지진해일 피해 현황조사를 다녀와서. 대한토목학회지, Vol. 59, No. 11, 59-66.
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002). Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multidimensional flow analysis., corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970). The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow., Los Alamos scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000). An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, 911-915.
- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987). Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Engrg., Vol. 11, 93-113.
- Chakrabarti, S., Husak, A.D., Christiano, P.P., Troxell, D.E.(1978). Development of seismic design criteria for category I cofferdams. Nuclear Engineering and Design., Vol. 45, 277-283.
- Choudhury, D. and Ahmad, S.M.(2007a). Design of waterfront retaining wall for the passive case under earthquake and tsunامي., Applied Ocean Reaserch., Vol. 29, 37-44.
- Choudhury, D., Ahmad, S.M. (2007b). Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces., Ocean Engrg., Vol. 34, 1947-1954.
- Choudhury, D. and Nimbalkar, S.(2005). Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method., Geotechnique. Vol. 55, No. 7, 699-702.
- Choudhury, D., Sitharam, T.G., Subba Rao, K.S.(2004). Seismic design of earth retaining structures and foundations., Current Science., Vol. 87, 1417-1425.
- Choudhury, D. and Subba Rao, K.S.(2002). Seismic passive resistance in soils for negative wall friction., Canadian Geotechnical Journal., Vol. 39, 971-981.

- Ebeling, R.M. and Morison, E.E.Jr.(1992). The seismic design of waterfront retaining structures. US Army Technical Report ITL-92-11.
- Fenton, J. (1972). A ninth-order solution for the solitary wave., J. of Fluid Mech., Vol. 53, No. 2, 257-271.
- Grimshaw, R. (1971). The solitary wave in water of variable depth: Part 2., J. Fluid Mech., Vol. 46, 611-622.
- Hinatsu, M. (1992). Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, 1-11.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries. J. Comput. Phys., Vol. 287, 299-316.
- Kim, S., Jang, I., Chung, C., Kim, M. (2005). Evaluation of seismic displacements of quay walls., In: Proceedings of the international conference on geotechnical engineering for disaster mitigation & rehabilitation., 84-93.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. New Jersey : Pearson Education Inc.
- Kunugi, T. (2000). MARS for multiphase calculation., CFD J., Vol. 9, No.1, IX-563.
- Matsuo, H. and Ohara, S. (1960). Lateral earthquake pressure and stability of quay walls during earthquake., In: Proc. of second world conference on earthquake engineering., 165-173.
- Miyata, H. and Nishimura, S. (1985). Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration., J. Comput. Phys., Vol.60, 391-436.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes., In: Proc. of the world engineering congress., 177-185.
- Morrison, E.E. and Ebeling, R.M. (1995). Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure., Canadian geotechnical Journal., Vol. 32, 481-487.
- Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004). Seismic design of port structures., Journal of Japan Association for Earthquake Engineering., Vol.4, No. 3(special issue), 195-208.
- Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991). Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field., Fluid Dyna. Res., Vol. 8, 231-251.
- Okabe, S. (1924). General theory of earth pressure., J of the Japanese Society of Civil Engineers., Vol. 12, No. 1.
- Richeds Jr, R. and Elms, D.G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls., Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 105, No. 4, 449-469.
- Rudman, J.D. (1997). Volume-tracking methods for interfacial flow calculations., Int. J. Numer. Methods in Fluids, Vol. 24, 671-691.
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations., Mon, Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, 99-164.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994). GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains., J. of Comput. Phys., Vol. 110, 171-186.

- Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes transactions. ASCE., Vol. 98, 418-433.
- Yeh, H. (2006). Maximum fluid forces in the tsunami runup zone., J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg. ASCE, Vol. 132, No. 6, 496-500.



---

## 4장 결론

---

본 연구에서는 육상저유탱크, 가옥 및 교량을 대상으로 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 3차원수치해석을 수행하였다. 또한, 해안안벽의 안정성을 평가하기 위하여 3차원수치해석을 실시하여 측정된 지진해일파력을 적용하였다.

먼저, 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 해석하기 위하여 TWOPM-3D를 적용하였으며, 육상저유탱크 및 가옥에 대하여 호안과 구조물간의 이격거리의 변화에 따른 구조물에 작용하는 지진해일파력을 검토하였다. 또한, 교량에 대하여 2004년 인도양지진해일 당시 실제 재해를 입은 Lueng Le Bridge를 대상으로 교량에 작용하는 지진해일의 연직 및 수평파력을 검토하였다. 그리고 공통적으로 Morison 식을 바탕으로 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과 비교를 통하여 보다 정도 높은 지진해일파력의 추정법을 제안하였다.

해안안벽에 작용하는 지진해일파력에 대하여 동일한 TWOPM-3D를 적용하였으며, 지진 및 지진해일파의 동시 작용하에 지진해일파가 안벽을 월파하는 경우 안벽의 안정성평가를 실시하였다. 또한, 한계평형상태해석법을 적용하여 안벽의 수동상태와 주동상태에 대하여 안정성평가를 수행하였으며, 안벽의 안정성에 영향을 주는 요인들 지진해일파고, 수직·수평지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비, 뒷채움재의 수심 등을 변화하는 경우에도 안정성평가를 실시하였다.

이상의 과정으로부터 얻어진 중요한 사항을 본 논문의 결론으로 하여 아래에 기술한다.

### 4.1 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정

#### 4.1.1 육상저유탱크

① 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력은 전체 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나  $H_i/h$ 가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다.

② 항력만을 고려하여 추정한 지진해일파력의 평가에서 산정된 항력계수는 전 CASE에서 1.0에 가까운 값을 나타내었으며, 산정된 항력계수로 추정된 최대지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현함을

확인하였다. 또한, 추정된 최대지진해일파력을 통해서  $C_{D1} = 1.2$ 로 주어지는 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006,2007)에 의한 결과가 다소 과대평가되고 있음을 확인하였다.

- ③ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 각 CASE의 항력계수 및 관성력계수는  $H_i/h$ 가 적은 값일수록 큰 값을 나타내었으나, 그 차이는 미소하며, 전체적으로 비슷한 값을 나타내었다.
- ④ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.

#### 4.1.2 육상가옥

- ① 육상가옥에 작용하는 지진해일파력은 전체 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나  $H_i/h$ 가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다. 그러나, 쇄파의 영향으로 지진해일파력이 증가하는 경우도 존재하였다
- ② 육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가에서 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력의 경우 각 CASE에서 산정된 평균항력계수는 약 1.7의 값을 나타냈으며,  $H_i/h$ 가 커질수록 설계기준  $C_{D1}=2.0$ 와 근사한 값을 나타내었다. 그리고, 산정된 평균항력계수에 의해 추정된 최대지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현하였다.
- ③ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 파가 구조물에 비딛히는 순간 가속도가 크게 나타나므로 관성력이 크게 나타날 수는 있지만 전체적으로 보아 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 전 CASE에서 평균항력계수 및 평균관성력계수의 값은 대체적으로 유사한 값을 나타내었으나,  $H_i/h$ 가 커질수록 평균항력계수 및 평균관성력계수는 감소하였다.



- ④ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.

### 4.1.3 연안교량

- ① 교량의 경우 시간에 따른 지진해일파력에서 수평파력은 저유탱크 및 가옥과 비슷한 변화양상을 나타내는 반면, 연직파력은 시간의 경과에 따라 교량을 월파한 지진해일파에 의해 연직하향방향의 값을 가지는 파력이 존재하였다.
- ② 교량에 작용하는 수평지진해일파력의 항력만을 고려한 추정법에 의하여 산정된 평균항력계수는  $C_{D1} = 1.16$ 이며, 이에 의해 추정된 최대지진해일파력은 설계기준  $C_{D1} = 1.56$ 에 의해 산정된 최대 지진해일파력에서 CASE2를 제외한 CASE3,4의 경우 수치해석치를 잘 재현하는 것으로 나타났다.
- ③ 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보다는 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석에서 추정된 지진해일파력과 더 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합하다고 판단된다.<sup>45</sup>
- ④ 교량의 경우 단면의 형상이 다양하기 때문에 사각형구조물과 동일한 방법으로 지진해일파력을 추정하기 어려운점이 있을 것으로 판단되며, 보다 더 정확성을 위하여 다양한 조건에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

## 4.2 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성평가

- ① 해안안벽의 안전율에 대한 시간이력은 초기 지진에 의한 영향만 존재하므로 안전율은 일정한 값을 보이며, 수동상태의 경우 지진해일파가 도달하면서 이 때의 힘이 안벽에 활동력으로 작용하게 되며, 안전율은 감소하게 된다. 이후, 지진해일파가 안벽을 월파하게 되면서 이 힘은 저항력으로 변화게 되고, 안전율은 점차 상승하여 초기치보다 더 큰 값을 나타냄을 확인하였다. 반면, 주동상태의 경우 해안안벽에 도달한 지진해일파는 저항력으로 작용하게 되어 오히려 안전율은 상승하게 된다. 그러나, 이후 월파한 지진해일파로 인하여 안전율은 감소하여 초기치보다 더 감소함을 확인하였다. 이로부터

주동적인 상황의 경우 지진 및 지진해일과의 동시 작용하에 해안안벽의 안전율이 초기치보다 떨어지는 경우에는 해안안벽의 파괴로 연결될 수 있다고 판단된다.

- ② 지진해일파고  $h_i$ , 뒤퇴움재의 무차원 지하수위  $h_{wd}/H$ , 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$  및 간극수압비  $r_u$ 의 변화에 따른 해안안벽에서 안전율에 대한 시간이력은 지진해일파고  $h_t$ 의 경우  $h_t$ 가 클수록 안벽에 도달하는 시간이 빨라지며, 안전율 변화가 큰 것으로 나타났다. 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율이 증가하는 것으로 나타났으며, 반면 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ 의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 간극수압비  $r_u$ 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소하나 주동상태에 대해서 안전율이 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 뒤퇴움재의 무차원 지하수위  $h_{wd}/H$ 의 경우 수동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 증가하나 주동상태에 대하여 값이 증가할수록 안전율은 감소함을 확인하였다.
- ③ 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우 수동상태에서 안전율은 활동의 경우 47.92, 전도의 경우 132.7로 지진 및 지진해일파를 고려한 경우보다 높게 나타났으며, 주동상태에서 안전율은 활동의 경우 0.86, 전도의 경우 0.703으로 지진의 영향만 있는 구간(약 0sec~7sec)보다 높게 나타났으나 지진해일파의 영향으로 안전율이 높아지는 구간(약 7sec~9sec)에 비해 작은 값을 나타내었다. 또한, 지진, 지진해일파 및 뒤퇴움재의 지하수위가 존재하지 않는 경우에 대하여 안전율은 수동상태의 경우 활동 및 전도 각각 44.24, 124.86으로 나타났으며, 주동상태의 경우 활동 및 전도 각각 1.23, 0.94로 나타났다.
- ④ 지진해일파의 영향만 작용하는 경우 해안안벽의 안정성 변화를 살펴보면 시간에 따른 안전율의 변화양상은 지진 및 지진해일파를 동시에 고려한 경우와 비슷하나 안전율이 증가하고 감소하는 그 값의 차이는 현저하게 나타났다. 수동적인 상황에서 지진해일의 영향은 받으면서 안전율은 감소하며, 월파 후 안전율이 상승하는데 이 때의 상승량은 지진 및 지진해일을 동시에 고려한 경우보다 더 높았다. 또한, 주동적인 상황에 대해서도 지진해일의 영향으로 안전율이 상승한 후 월파하게 되면서 안전율은 감소하게 되는 때의 안전율의 감소량은 지진 및 지진해일은 동시에 고려한 경우보다 더 큰 것으로 나타났다.
- ⑤ 지진해일파의 영향만 작용하는 경우 지진해일파고  $h_i$ , 뒤퇴움재의 무차원 지하수위  $h_{wd}/H$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ 의 차이가 해안안벽의 안전율에 미치는 영향에서 수동적인 상황의 경우는  $h_i$ ,  $h_{wd}/H$ ,  $\phi$ ,  $\delta$ 가 증가할수록 안전율은 증가하는 것으로 나타났다. 이는 주동적인 상황에서도 동일한 결과를 나타내었다.

⑥ 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하지 않는 경우에 대한 기존의 연구(이광호 등(2011))에서 수동 상태에 대하여 지진해일파는 안벽의 안전율을 저감시키는 요인으로 작용하는 반면, 주동상태에서는 오히려 안전율을 증가시키는 요인으로 작용하였다. 그러나, 해안안벽에 지진해일파의 월파를 허용하는 본 연구의 경우 수동상태에서 지진해일파는 월파 전의 안전율을 감소시키는 활동력으로 작용하지만 월파후의 안전율을 높이는 저항력으로 작용하면서 최종적으로 안벽의 안전율이 증가하였음을 확인하였다. 또한, 주동상태에서 지진해일파는 월파전의 저항력으로 작용하여 안전율을 증가시키는 반면, 월파후 활동력으로 작용하면서 최종적으로 안전율을 감소시키는 요인이라는 것을 확인하였다.

